

Hochschule Mittweida - University of Applied Science

Fakultät Maschinenbau

Studiengang Stahl- und Metallbau

Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von ausgewählten Hallenrahmen nach EC3

Bachelorarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades

Bachelor of Engineering

vorgelegt von

Denis Kämpfe

geboren am 11.06.1990 in Leinefelde

Matrikel-Nr.: 25473

SM 10 w1-B

Erstgutachter: Prof. Dr.-Ing. Torsten Laufs

Zweitgutachter: Dipl.-Ing. Michael Körner

Eingereicht: Mai 2014

Inhalt

1 Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Problemstellung	1
1.3 Zielstellung	2
1.4 Abgrenzung	3
2 Rahmenarten	5
2.1 Klassifizierung von Rahmenarten	5
2.2 Vor- und Nachteile ausgewählter Rahmenarten	5
3 Rahmenecken	8
3.1 Funktion	8
3.2 Arten von Rahmenecken	8
3.2.1 Statisch	8
3.2.2 Konstruktiv	10
3.3 Vor- und Nachteile	10
3.4 Eckfeldverstärkung	14
4 Knicklängen	15
4.1 Allgemein	15
4.2 Knicklängen für Stützen bei Rahmen	16
4.3 Knicklängenreduzierung durch anschließende Bauteile	18
4.4 Behinderung von Biegedrillknicken	19
4.4.1 Schubsteifigkeit	20
4.4.2 Drehbettung und Drehfeder	22
4.4.3 Behinderung durch das Anschließen von Trägern	24
4.4.4 Behinderung durch Schubfelder	26
4.4.5 Behinderung durch Mauerwerk	26

5 Algorithmen zum Stabilitätsversagen zentrisch belasteter Stäbe	27
5.1 Biegeknicken.....	28
5.2 Biegedrillknicken	29
5.3 Biegeknicken und Biegedrillknicken.....	30
6 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung	31
6.1 Vorgehensweise	31
6.2 Kostenermittlung.....	32
6.2.1 Materialkosten	32
6.2.2 Fertigungskosten	32
6.2.3 Beschichtungskosten	34
6.3 Kalkulationshilfe	34
6.4 Auswertung	39
6.4.1 Materialkosten	39
6.4.2 Beschichtungskosten	41
6.4.3 Detailkosten.....	43
6.4.4 Gesamtkosten.....	45
7 Fazit und Ausblick	48
Literaturverzeichnis	50
Abbildungsverzeichnis	51
Tabellenverzeichnis	52
Anhang.....	i

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Um konkurrenzfähig zu bleiben, muss ein Stahlbauunternehmen seine Angebote so kalkulieren, dass eine Auftragssumme entsteht, die unter den Mitbietern liegt, aber auch gewinnbringend ist. Diese Prämisse wird umso schwieriger zu erfüllen, wenn die Anzahl der in Deutschland ansässigen Stahlbauunternehmen in Betracht gezogen wird. Laut dem „Gemeinsamen Registerportal der Länder“ existieren unter dem Suchbegriff „Stahlbau“ 1349 Unternehmen. Dieses Suchergebnis vergrößert sich bei Variation des Suchbegriffes (z.B. „Stahlhallenbau“). Außerdem muss bedacht werden, dass auch z.B. Metallbauunternehmen Stahlbauarbeiten anbieten und dadurch die Anzahl der Konkurrenzunternehmen weiter erhöht wird. (vgl. Land Nordrhein-Westfalen)

Mithilfe von Kalkulationsprogrammen kann so ein oben erwähntes Angebot erstellt werden. Doch muss genau abgeschätzt werden können, wieviel Material benötigt wird, wieviel Zeit die Fertigung und Montage beansprucht und ob es noch andere konstruktive Lösungen gibt, die wirtschaftlicher sind. Stahlbauunternehmen könnten an dieser Stelle mit dem Problem konfrontiert werden, ab welcher Spannweite eine Stahlhalle mit Fachwerkbinder wirtschaftlicher ist als eine Stahlhalle mit Vollwandbinder. Ein Stahlbauunternehmen kann mit diesem Wissen bessere Angebote erstellen und sich somit von der Konkurrenz absetzen.

1.2 Problemstellung

Das oben genannte Problem der Wirtschaftlichkeitsfrage von Fachwerkbindern ist kein neues Problem. Jedoch ist es schwierig diese Frage zu beantworten. Selbst in der Literatur ist diese Fragestellung nicht eindeutig geklärt, da viele Faktoren zu der Lösung beitragen. Aus einem Buch über Stahl- und Verbundbaukonstruktionen kann Prof. Kindmann zitiert werden: „Gegenüber Vollwandkonstruktionen bieten Fachwerke mit parallelen Gurten bei Stützweiten ab 30m in der Regel wirtschaftliche Vorteile.“ (Kindmann & Krahwinkel, 1999, S. 98). In einen weiteren Buch trifft Prof. Kindmann jedoch die Aussage: „Ab Spannweiten von 25m überwiegen häufig die wirtschaftlichen Vorteile von Fachwerkträgern.“ (Kindmann & Krüger, 2013, S. 123).

Diese zwei Aussagen führen zu der Problemstellung:

„Ab welcher Spannweite ist ein Rahmen mit Fachwerkbinder wirtschaftlicher als ein Rahmen mit Vollwandbinder?“

1.3 Zielstellung

In der vorliegenden Bachelorarbeit soll eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Hallenrahmen mit einem Binder aus einer Fachwerkkonstruktion und einem Vollwandbinder durchgeführt werden. Dabei werden Rahmen mit Vollwandbinder und Fachwerkbinder mit je drei verschiedenen Spannweiten und Achsrastern untersucht. Die Ergebnisse sollen in einer Datenbank gesammelt werden. Diese wird als Kalkulationshilfe dienen, um schnell einen Überblick zubekommen, ob es sinnvoll ist eine Fachwerkkonstruktion anzubieten. Dadurch kann sich ein Vorteil gegenüber Konkurrenten ergeben, die zunächst eine Vorstatik erarbeiten müssen, um dieses Problem zu betrachten. Die dabei entstehenden Kosten müssen trotz des vielleicht nicht erhaltenen Auftrags vom Unternehmen selbst getragen werden.

Diese Hilfe wird nur die Kosten für einen Rahmen und nicht einer gesamten Stahlhalle darstellen. Auch eine prüffähige Statik ist nicht Ziel dieser Arbeit. Es werden jedoch die Nachweise der Stäbe aber nicht die der Detailpunkte geführt. In Anhang 1 kann die Nachweisführung der Profile mit zugehöriger Lastannahmen und Schnittgrößenermittlung, die dieser Arbeit zu Grund liegen, eingesehen werden. Die Kalkulationshilfe soll lediglich die Kosten im Überblick darstellen, um zu zeigen ob eine Fachwerkkonstruktion lohnenswert ist.

1.4 Abgrenzung

Um die Wirtschaftlichkeit von Hallenrahmen zu untersuchen, wurden verschiedene Randbedingungen getroffen. Diese wurden in Zusammenarbeit mit der Firma Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH herausgearbeitet. Dabei wurden vor allem die häufigsten Anfragen von Kunden analysiert. Da bei dieser Analyse die Wirtschaftlichkeit der Hallenrahmen im Mittelpunkt steht, wurden die Kosten für die Hüllkonstruktion nicht mit in Betracht gezogen.

Aus statischer Sicht wurden ein Zweigelenkrahmen mit Vollwandbinder und ein Zweigelenkrahmen mit Strebenfachwerkbinder gewählt. Die Fachwerkstreben sind durch Steg-schweißnähte an den Gurten verschweißt, wodurch ein gelenkiger Anschluss entsteht (siehe Tabelle 1). Der Untergurt des Fachwerkbinders schließt biegesteif an die Stütze an. Dadurch ist es möglich, den Stützenfuß gelenkig auszubilden, wodurch die Betrachtung der Fundamentkosten außen vor gelassen werden kann.

Um die Lastannahmen treffen zu können, wurde die Windzone 2 gewählt, da diese einen Großteil Deutschlands abdeckt. Daher ergab sich auch die Schneezone 2, die ebenso fast ganz Deutschland (außer die Hochlagen) erfasst. Durch diese Annahmen ist das Gebiet, in dem die Kalkulationshilfe Anwendung finden kann, sehr weitreichend. Das norddeutsche Tiefland kann nicht in Betracht gezogen werden, da hierbei die Schneelasten besonders berücksichtigt werden müssten. Die Untersuchung aus Sicht der Erdbebenbelastung wird hier nicht bedacht. Da Schneezone 2 auch das Mittelgebirge abdeckt, wurde eine Höhe über Normal Null von 350m angenommen. (vgl. Schneider & Goris, 2010, S. 3.22ff; 3.46ff) Die Berechnungsgrundlagen und Tabellen für die Lastannahmen sind in Anhang 1 zu finden.

Geometrisch wurde festgelegt, dass es sich bei der Halle um eine Flachdachkonstruktion mit 3° Dachneigung handelt, um eine Entwässerung nach außen zu ermöglichen. Die lichte Höhe wird erfahrungsgemäß mit 6m angenommen. Die Voute soll aus dem gleichen Profil wie der Binder gefertigt werden und eine Länge von einem Zehntel der Spannweite betragen. Eine schemenhafte Darstellung der geschraubten Rahmenecke ist in der Tabelle 1 zu sehen. Die Fachwerkhöhe ergibt sich aus einem Zehntel der Spannweite am First und wird mit der Dachneigung von 3° zur Traufe hin schmaler. Die Fachwerkteilung (Abstand zwischen Fachwerkknoten) beträgt bei den Spannweiten 20m und 30m jeweils 5m. Bei der Spannweite 25m ergeben sich für die Fachwerkteilung je 4,167m.

Für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung wurden jeweils drei Achsraster und Spannweiten definiert. So sollen sich die Spannweiten aus 20m, 25m und 30m ergeben und die Achsraster von 6m über 7m zu 8m erweitern.

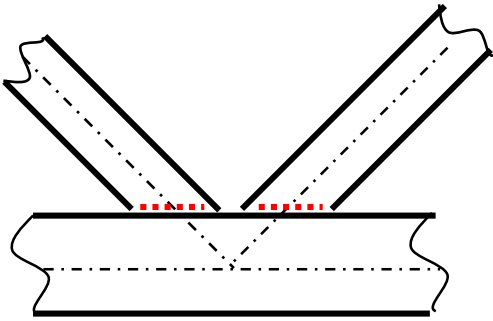
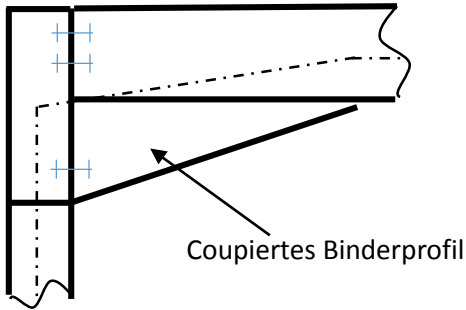
Fachwerknoden	Rahmenecke
	 <p data-bbox="1027 853 1310 887">Coupiertes Binderprofil</p>

Tabelle 1: Schematische Detailpunkte

2 Rahmenarten

Im folgenden Kapitel werden verschiedene Rahmenarten näher untersucht. Dafür wird zunächst eine Klassifizierung der verschiedenen Rahmenarten erstellt. Anschließend sollen die Vor- und Nachteile dieser analysiert werden.

2.1 Klassifizierung von Rahmenarten

Die vorliegende Klassifizierung dient lediglich der Übersicht. Sie ist nicht vollständig und ist an die Bedürfnisse der vorliegenden Arbeit angepasst. Es werden die am häufigsten auftretenden Rahmenarten genannt und sich auf moderne Hallenrahmen bezogen.

Die erste Unterscheidung erfolgt anhand der Binderart. Es werden Vollwandbinder von Fachwerkbindern unterschieden. Das Fachwerk ist entweder als Strebenfachwerk oder Pfostenfachwerk ausgebildet. Bei diesen Binderarten kann auch die Art des Binderanschlusses variieren. Aus dieser Unterscheidung resultieren biegesteife und gelenkige Binderanschlüsse. Eine weitere Klassifizierung unterscheidet die Rahmen hinsichtlich ihrer Fußpunktausführung. Diese kann entweder gelenkig oder eingespannt ausgebildet werden. Aus dieser Klassifizierung können verschiedene Rahmenarten kombiniert werden. An dieser Stelle soll noch erwähnt werden, dass die Rahmen mit eingespannter Stütze und gelenkig angeschlossenen Binder häufig im Verbundbau anzufinden sind. Dabei sind die Stützen aus Stahlbeton und die Binderkonstruktion aus Stahl gefertigt.

In Tabelle 2 sind neun Kombinationsmöglichkeiten von Rahmenarten aufgelistet und graphisch dargestellt.

2.2 Vor- und Nachteile ausgewählter Rahmenarten

Ein klarer Vorteil eines Fachwerkbinders ist, dass mit ihm größere Spannweiten überbrückbar sind. Vollwandbinder sind eher für geringere Spannweiten geeignet. Außerdem weist der Fachwerkbinder im Vergleich zum Vollwandbinder eine geringe Durchbiegung des Daches auf und ist deshalb für große Schneelasten geeignet. Bei extremen Schneelasten wird auf Grund seiner hohen Biegesteifigkeit ein Pfostenfachwerk bevorzugt. Jedoch entsteht beim Fachwerk-

binder ein erhöhter Fertigungsaufwand in den Knotenpunkten. Dadurch, dass die Gesamthöhe des Fachwerkbinders und die daraus resultierende Gesamthöhe der Halle größer ist als die des Vollwandbinders, wird auch mehr Hüllkonstruktion benötigt.

Gelenkige Stützen benötigen kleinere Fundamente als eingespannte Stützen. Dadurch ergibt sich der Vorteil, dass die gelenkigen Stützen geringere Fundamentkosten aufweisen. Außerdem können sie auch auf Grund der kleineren Fundamente neben Bestandsgebäuden realisiert werden. Dies kann bei eingespannten Stützen schlechter verwirklicht werden. Die großen Fundamente, die hier benötigt werden, erhöhen die Kosten und erschweren die Einbindung eines Neubaus neben bestehenden Gebäuden. Der Nachteil von gelenkigen Stützen ist offensichtlich die größere horizontale Verschiebung, die mit geeigneten Verbänden in Rahmenrichtung ausgesteift werden muss. Im Umkehrschluss kann an dieser Stelle gefolgert werden, dass bei eingespannten Stützen eine geringe horizontale Verschiebung entsteht. Bei der Montage können ebenfalls Vor- und Nachteile analysiert werden. Eingespannte Stützen erweisen sich im Gegensatz zu den gelenkigen Stützen vorteilhafter, da sie ohne Aussteifung stehen und deshalb leichter montiert werden können. Da die gelenkigen Stützen diese Eigenschaft nicht aufweisen, ist bei ihnen die Montage erschwert. Die Stützen müssen z.B. durch Abspannungen gehalten werden. Trotz dieses Vorteils können bei eingespannten Stützen mit z.B. einem Köcherfundament Schwierigkeiten bei der Montage entstehen. Beim Aufstellen der Stütze im Köcherfundament kann es zu Problemen kommen, die richtige Höhenkoordinate zu erzielen. Diese Höhenunterschiede können nur schlecht durch Futterbleche ausgeglichen werden, da das bereits vorher gegossene Fundament wenig Spielraum lässt. Auch das lotrechte Ausrichten der Stütze erweist sich als schwierig. Werden die festen Einspannungen durch Einbauteile realisiert, kann dieser Nachteil vermieden werden. Gelenkige Stützen können auch ohne diese Einbauteile auf das Fundament aufgesetzt und befestigt werden.

Obwohl in der Klassifizierung auch zwischen biegesteifen und gelenkigen Binderanschlüssen unterschieden wurde, werden die „Verbindungen fast ausschließlich biegesteif ausgebildet, da die Rahmenwirkung zur Ableitung quergerichteter Lasten (im Wesentlichen Wind) herangezogen wird.“ (Kindmann & Stracke, 2012, S. 105)

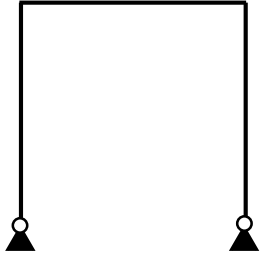
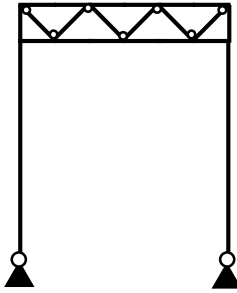
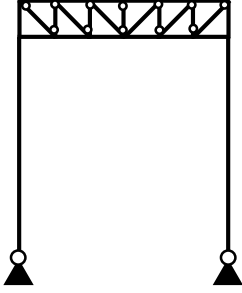
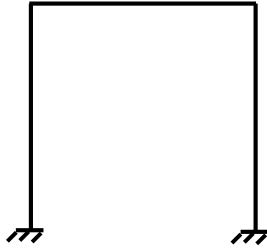
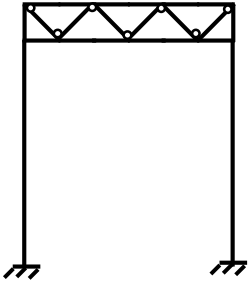
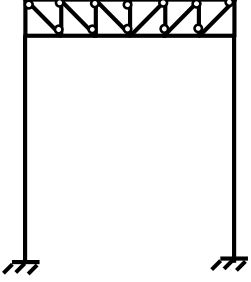
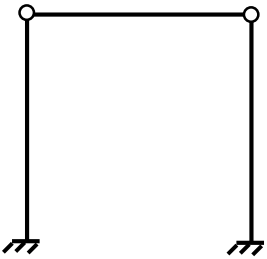
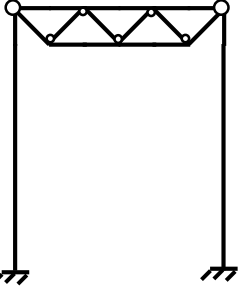
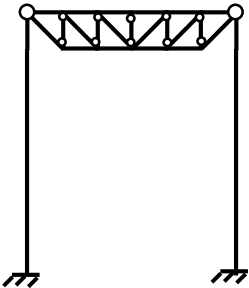
	Vollwandbinder	Strebenfachwerkbinder	Pfostenfachwerkbinder
gelenkige Stütze und biegesteif angeschlossener Binder			
eingespannte Stütze und biegesteif angeschlossener Binder			
eingespannte Stütze und gelenkig angeschlossener Binder			

Tabelle 2: Übersicht Rahmenarten

3 Rahmenecken

Nach der Betrachtung der Rahmenarten sollen im folgenden Kapitel Rahmenecken vorgestellt werden. Es erfolgt eine Beschreibung der Funktion. Weiterhin sollen auch an dieser Stelle die verschiedenen Arten von Rahmenecken sowie deren Vor- und Nachteile dargestellt werden.

3.1 Funktion

Eine Rahmenecke stellt eine biegesteife Verbindung zwischen einem Riegel und einer Stütze her. Die im Riegel wirkenden Kräfte werden durch die Rahmenecke in die Stütze umgelenkt. Dadurch kommt es zu einer Schubfeldbeanspruchung im Eckfeld der Rahmenecke. Durch eine Voute wird die Steifigkeit der Rahmenecke erhöht. Infolgedessen wird das Feldmoment verringert und das Eckmoment erhöht. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass der Querschnitt vom Riegel außerhalb der Eckbereiche verkleinert werden kann. Durch diese Einsparung können Materialkosten verringert werden. Nichtsdestotrotz erhöht sich der Fertigungsaufwand in der Rahmenecke.

3.2 Arten von Rahmenecken

Die Arten von Rahmenecken sollen aus zwei Perspektiven betrachtet werden. Im ersten Schritt werden verschiedene, vereinfachte statische Lösungen von Rahmenecken beschrieben. Anschließend folgt eine beispielhafte konstruktive Ausbildung einer dieser statischen Möglichkeiten. Auch diese Klassifizierung soll lediglich einen Überblick im Rahmen dieser Arbeit liefern und zeigt nicht alle Varianten auf.

3.2.1 Statisch

Eine erste mögliche Art von einer Rahmenecke bilden die Randknoten („Knieknoten“). In Abbildung 1 sind drei verschiedene Randknoten zu sehen. Beispiel a zeigt einen rechtwinklig, biegesteifen Anschluss. Diese Rahmenecke tritt bei Konstruktionen ohne Dachneigung auf. Ist eine Dachneigung vorhanden, so können Beispiel b oder Beispiel c verwendet werden. Die in Beispiel c dargestellte statische Möglichkeit eines Randknoten entsteht bei konisch zulaufenden Stützen (dem Momentenverlauf angepasst), die als Schweißprofil gefertigt werden.

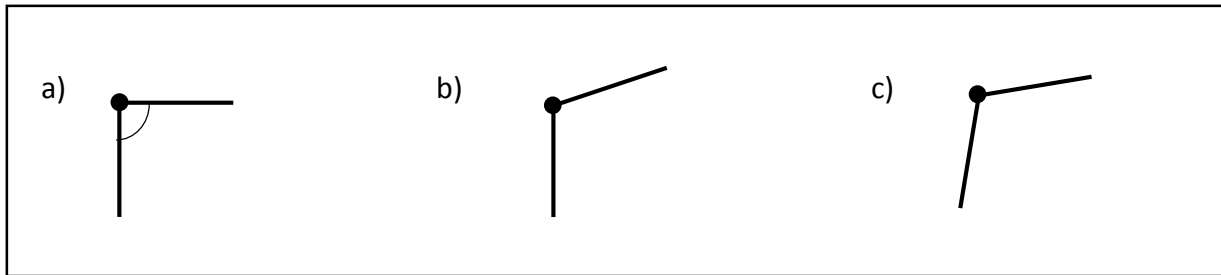


Abbildung 1: Randknoten

Quelle: (Kindmann & Stracke, 2012, S. 105)

Auch die Firstknoten werden zu den verschiedenen Arten von Rahmenecken gezählt. Die Abbildung 2 zeigt zwei Möglichkeiten. Auf Grund des verhältnismäßig kleinen Moments weisen die Firstknoten im Gegensatz zu den Randknoten einen geringeren Fertigungsaufwand auf. Beispiel a und Beispiel b zeigen Firstknoten mit positiver bzw. negativer Dachneigung.

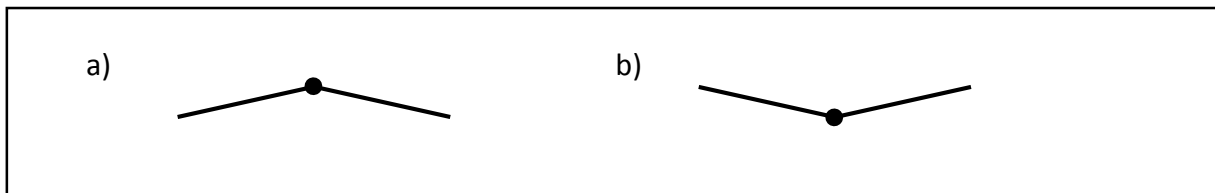


Abbildung 2: Firstknoten

Quelle: (Kindmann & Stracke, 2012, S. 105)

Die letzte Art von Rahmenecken, die hier vorgestellt werden soll, sind Innenknoten. Diese finden häufig Anwendung bei Stahlhallen mit großen Spannweiten, bei denen der Binder gestützt werden muss bzw. kann. Ein weiteres Anwendungsgebiet sind zweischiffige Hallen mit Kranbetrieb. Abbildung 3 zeigt drei Varianten mit keiner, positiver bzw. negativer Dachneigung.

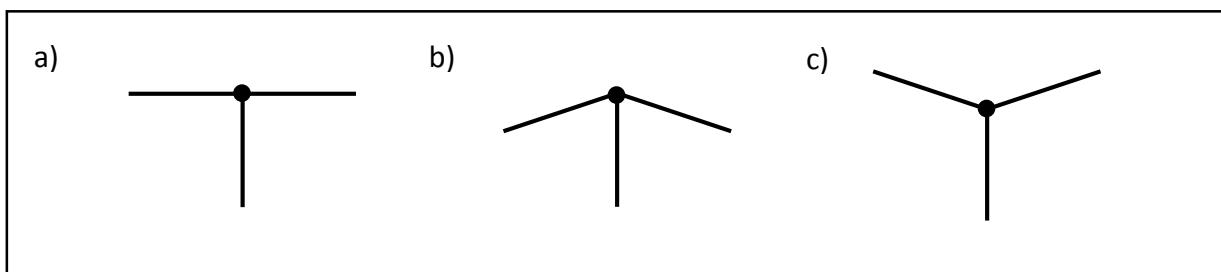


Abbildung 3: Innenknoten

Quelle: (Kindmann & Stracke, 2012, S. 105)

3.2.2 Konstruktiv

Prinzipiell wird bei der konstruktiven Ausbildung zwischen geschweißten und geschraubten Rahmenecken unterschieden. Eine beispielhafte Ausführung von Randknoten wird in Abbildung 4 und Abbildung 5 visualisiert.

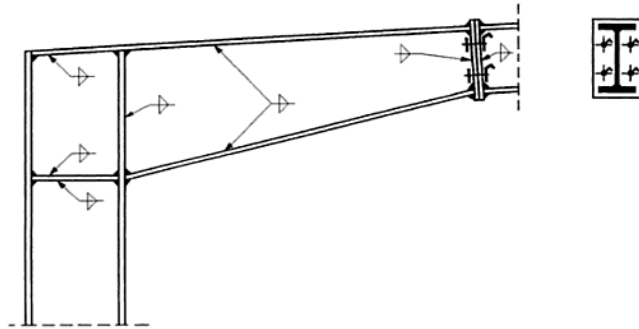


Abbildung 4: Geschweißte Rahmenecke

Quelle: (Kindmann & Stracke, 2012, S. 107)

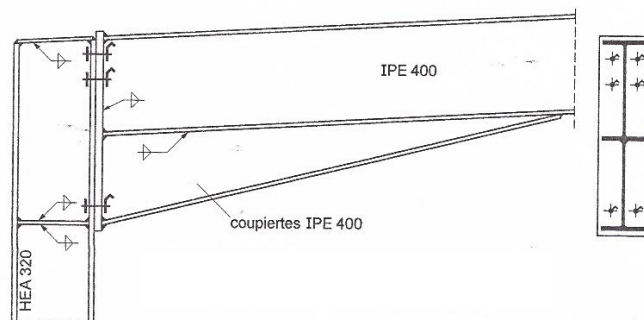


Abbildung 5: Geschraubte Rahmenecke

Quelle: (Kindmann & Krüger, 2013, S. 473)

3.3 Vor- und Nachteile

In der folgenden Gegenüberstellung sollen geschweißte und geschraubte Rahmenecken, die in Abbildung 4 und Abbildung 5 dargestellt sind, hinsichtlich ihrer Vor- und Nachteile diskutiert werden.

Bei geschweißten Rahmenecken ist ein Vorteil in dem kleineren Schraubenbild zu finden, da das Moment am Ende der Voute geringer ist als im Eckpunkt der Konstruktion. Hierfür wird meist ein typisierter Anschluss verwendet. Bei geschraubten Rahmenecken muss auf Grund des größeren Moments ein größeres Schraubenbild gefertigt werden. Auch die Anzahl

der zu montierenden Schrauben ist dadurch meist höher. Dies stellt sich als nachteilig im Gegensatz zu den geschweißten Rahmenecken heraus. Durch die Verlagerung der Schraubstöße an das Voutenende, werden bei den geschweißten Rahmenecken der Transport und die Montage bei langen Vouten erschwert. Grund dafür ist, dass durch das lange auskragende Bauteil die maximalen Beladungsmaße eines LKWs überschritten werden können. Da im Allgemeinen die Höhe von Vouten bedeutend geringer ist als deren Länge und die Voute bei geschraubten Rahmenecken am Riegel und nicht an der Stütze befestigt ist, kommt es beim Transport nicht zur Überschreitung der maximalen Beladungsmaße. Außerdem kann die Stütze bei der Montage leichter aufgestellt und gegen Umkippen gesichert werden, da im Gegenteil zur geschweißten Rahmenecken kein auskragendes Bauteil an der Stütze befestigt ist. Daraus ergibt sich ein weiterer Vorteil für die geschraubten Rahmenecken im Bereich der Fertigung. Durch das Ausbilden der Voute aus coupierten Profilen ist der Schweißaufwand geringer als bei geschweißten Rahmenecken, wie aus deren Bezeichnung schon geschlussfolgert werden kann. Da bei geschweißten Rahmenecken keine Abhängigkeit von Profilabmaßen wie z.B. der Stegdicke besteht, kann hier ein weiterer Vorteil gegenüber der geschraubten Rahmenecke gefunden werden. Bei hochfesten Stählen kann es auf Grund der relativ dünnen Stege zur Beulgefahr kommen. Diese kann durch die Wahl der Blechdicke bei geschweißten Rahmenecken minimiert bis ausgeschlossen werden. Bei geschraubten Rahmenecken müssen infolgedessen konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, um auf die Beulgefahr zu reagieren, die logischerweise mit mehr Fertigungsaufwand verbunden sind. Auf diese Maßnahmen wird im Kapitel 3.4 näherer eingegangen. Aus der Gestaltungsfreiheit der Blechdickenwahl und Materialfestigkeit kann ein weiterer Vorteil bei der geschweißten Rahmenecke analysiert werden. So kann z.B. das Eckfeld als Schweißteil mit Schraubstößen im Bereich Stütze und Binder hergestellt werden. Dadurch kann dieses aus hochfesten Stählen und die Stützen- und Binderprofile aus normalfesten Stählen, die kostengünstiger sind, gefertigt werden. (siehe Abbildung 6) Ob diese konstruktive Lösung sinnvoll ist, muss jedes Stahlbauunternehmen für sich selbst entscheiden, da sich der Fertigungs- und Montageaufwand bedeutend steigern.

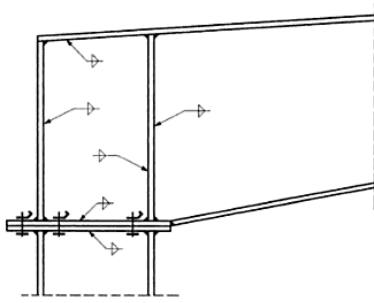


Abbildung 6: Geschweißtes Eckfeld

Quelle: (Kindmann & Krahwinkel, 1999, S. 91)

Tabelle 3 soll mit Hilfe einer Vergleichsmatrix und einem selbstgewählten Punktesystem die oben beschriebenen Vor- und Nachteile von geschweißten und geschraubten Rahmenecken systematisch gegenüberstellen und zusammenfassen. Dabei sollen Punkte auf einer Skala von 0 bis 5 Punkten vergeben werden. Die Wichtigkeit der Vor- und Nachteile soll durch dieses Punktesystem ausgedrückt werden. Die pro Vergleichskategorie vergebenen Punkte sollen in Summe immer 5 Punkte ergeben. Je kleiner die Differenz zwischen den vergebenen Punkten ist, desto mehr wiegen sich die Vor- und Nachteile der beiden beschriebenen Rahmenecken gegeneinander auf. Ist die Diskrepanz von größerer Bedeutung, wächst auch der Punkteunterschied. Weiterhin soll auch die Bedeutung der Vergleichskategorien im Gesamtbild mit in die Vergleichsmatrix einfließen. Für die Ermittlung der Gesamtpunktzahl werden die vergebenen Punkte mit dem Wichtungsfaktor multipliziert und abschließend addiert. Bei dieser Auswertung handelt es sich um die subjektive Meinung des Autors dieser Arbeit. Ihm ist bewusst, dass ein weiterer Betrachter eventuell andere Punkte vergeben würde.

	Geschweißte Rahmenecken	Geschraubte Rahmenecken	Wichtung im Gesamtbild
Fertigungsaufwand	1,5	3,5	30%
Transport	2	3	15%
Montage (inkl. Schrauben- bild)	1,5	3,5	20%
Gestaltungsfreiheit durch Wahl der Blechstärke und Materialfestigkeit	4	1	5%
Material	2,5	2,5	30%
Summe	2	3	100%

Tabelle 3: Vergleichsmatrix geschweißte und geschraubte Rahmenecken

Bevor die Punktevergabe näher beschrieben wird, soll die Wichtung der einzelnen Vergleichskategorien im Gesamtbild erläutert werden. Da die Gestaltungsfreiheit durch Wahl der Blechstärke und Materialfestigkeit nicht bei jedem Auftrag berücksichtigt werden muss, wird dieser Kategorie eine Wichtung von lediglich 5% zugesprochen. Da die Transportkosten im Vergleich zu den Kosten für Fertigung und Material geringer sind, wird die Vergleichskategorie „Transport“ auch nur mit 15% in die Gesamtwichtung eingehen. Daraus schlussfolgernd werden dem Fertigungsaufwand und den Materialkosten jeweils 30% zugeteilt. Da die Montage aus Sicht des Verfassers wichtiger als der Transport aber weniger bedeutend als Fertigungsaufwand und Material ist, soll diese Vergleichskategorie mit 20% gewichtet werden.

Weil der Fertigungsaufwand bei geschweißten Rahmenecken aufgrund des erhöhten Schweißaufwandes größer ist als bei der geschraubten Variante, erhält die erstgenannte 3,5 Punkte und die letztere genannte Variante 1,5 Punkte. Die Differenz zwischen den beiden Rahmenecken beläuft sich hier nur auf 2 Punkte, da auch bei der geschraubten Variante Schweißarbeiten durchgeführt werden müssen. Beim Vergleichskriterium „Transport“ ist der Nachteil bei den geschweißten Rahmenecken nur bei langen Vouten stärker ausgeprägt. Aus diesem Grund entsteht lediglich eine Differenz von 1 Punkt. Die geschraubte Rahmenecke erhält 3 Punkte und die geschweißte demnach 2 Punkte. Bei Betrachtung der Montage liegen die größeren Vorteile ebenfalls bei der geschraubten Rahmenecke. Aus diesem Grund werden 3,5 Punkte für die geschraubte Variante vergeben. Durch das kleinere Schraubenbild bei der geschweißten Rahmenecke, können auch hier Vorteile gefunden werden. Da dies aber bei der Montage nur eine geringere Rolle spielt, werden lediglich 1,5 Punkte vergeben. Da bei geschweißten Rahmenecken eine größere Gestaltungsfreiheit durch Wahl der Blechstärke und Materialfestigkeit existiert, wird diese Eigenschaft mit 4 Punkten gewertet. Da die Blechdicken nur im Vouten- und nicht im Stützenbereich gewählt werden können, werden keine 5 Punkte vergeben. Demnach erhalten die geschraubten Rahmenecken in dieser Vergleichskategorie nur 1 Punkt. Da der Materialaufwand bei beiden Rahmenecken nahezu gleich ist, werden je 2,5 Punkte vergeben, um eine Differenz von 0 Punkten zu erzielen. Werden alle vergebenen Punkte mit ihrer Wichtung multipliziert und anschließend addiert, summiert sich die Punktzahl für geschweißte Rahmenecken auf 2 Punkte und für geschraubte Rahmenecken auf 3 Punkte. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass die geschraubte Variante in ihren Vorteilen überwiegt.

3.4 Eckfeldverstärkung

Durch die Schubfeldbeanspruchung kann es in bestimmten Fällen notwendig sein, dass das Eckfeld der Rahmenecke verstärkt werden muss. In solchen Fällen wird von einer Eckfeldverstärkung gesprochen werden.

Eine Möglichkeit der Eckfeldverstärkung kann durch Diagonalen erzielt werden. Abbildung 7 zeigt eine Druckdiagonale. Verläuft solch eine Diagonale jedoch von der rechten oberen in die linke untere Ecke, handelt es sich um eine Zugdiagonale. Die Abbildung 8 visualisiert eine weitere Möglichkeit der Eckfeldverstärkung durch eine Stegzulage.

Wird eine Diagonale als Eckfeldverstärkung verwendet, kommt es zu einem geringeren Schweißaufwand als bei der Stegzulage. Eine Diagonale erschwert die Ausbildung von geschraubten Rahmenecken, da diese bei dem Einsetzen der Schrauben stört. Außerdem verursacht eine Diagonale eine schlechte Anschlussmöglichkeiten von Druckrohren oder Riegeln im Eckfeld. Die Rundungen des Stützenprofils erschweren den Fertigungsaufwand bei Stegzulagen. Außerdem ist es ungünstig in Seigerungszonen zu schweißen, da es durch Verunreinigungen im Grundmaterial zu Schweißfehlern kommen kann.

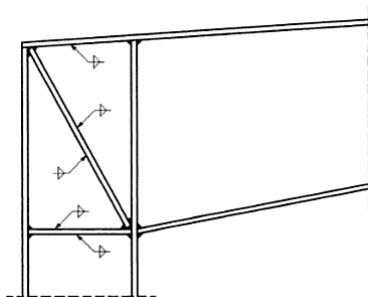


Abbildung 7: Eckfeldverstärkung durch Druckdiagonale

Quelle: (Kindmann & Krahwinkel, 1999, S. 92)

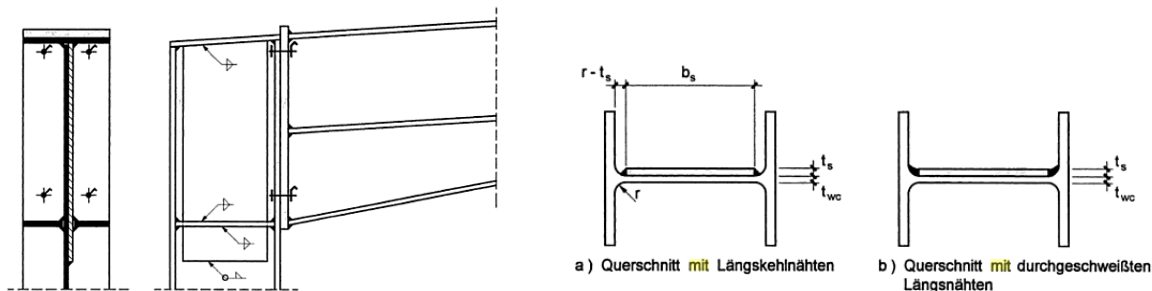


Abbildung 8: Eckfeldverstärkung durch Stegzulage

Quelle: (Kindmann & Krahwinkel, 1999, S. 93)

4 Knicklängen

4.1 Allgemein

Die Knicklänge wird durch die Punkte begrenzt, in denen das Biegemoment gleich Null ist. Das bedeutet, dass die Knickbiegeline in diesen Punkten einen Wendepunkt hat. Dadurch können anhand des statischen Systems verschiedene Knickfiguren abgeleitet werden. (siehe Abbildung 9)

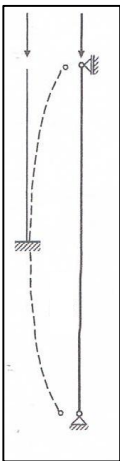
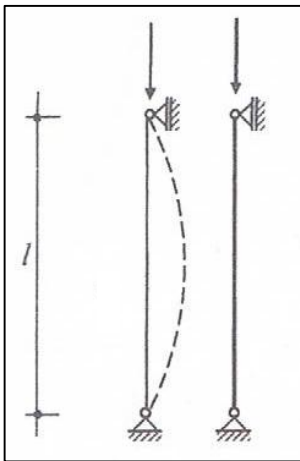
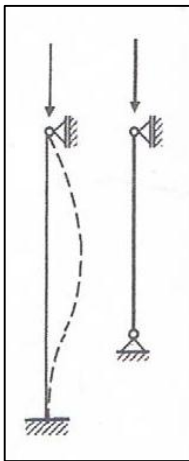
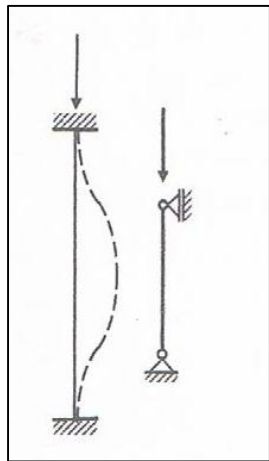
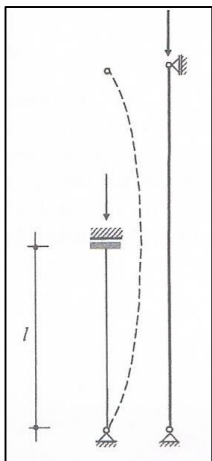
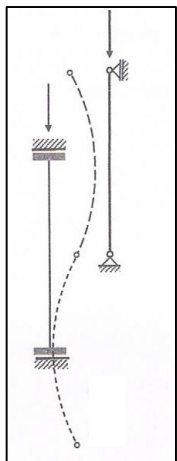
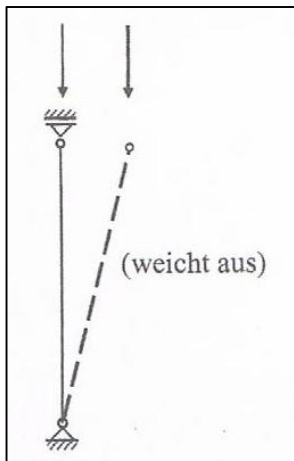
Fall 1 ($\beta = 2,0$)	Fall 2 ($\beta = 1,0$)	Fall 3 ($\beta = 0,7$)	Fall 4 ($\beta = 0,5$)
			
Fall 5 ($\beta = 2,0$)	Fall 6 ($\beta = 1,0$)	Fall 7 ($\beta = \infty$)	
			

Abbildung 9: Knickfiguren einfacher statischer Systeme

Quelle: (Wagenknecht, 2005, S. 69)

4.2 Knicklängen für Stützen bei Rahmen

Für einen Hallenrahmen kann die Knicklänge der Stütze überschläglich bestimmt werden, wobei an dieser Stelle auch die Biegesteifigkeit der Profile eine Rolle spielt. Für einen Rahmen mit Fachwerkbinder ist eben diese überschlägliche Betrachtung günstig, da der Fachwerkbinder im Vergleich zur Stütze eine bedeutend größere Biegesteifigkeit aufweist. In Abbildung 10 befinden sich zwei Knickfiguren für den eben beschriebenen Fall.

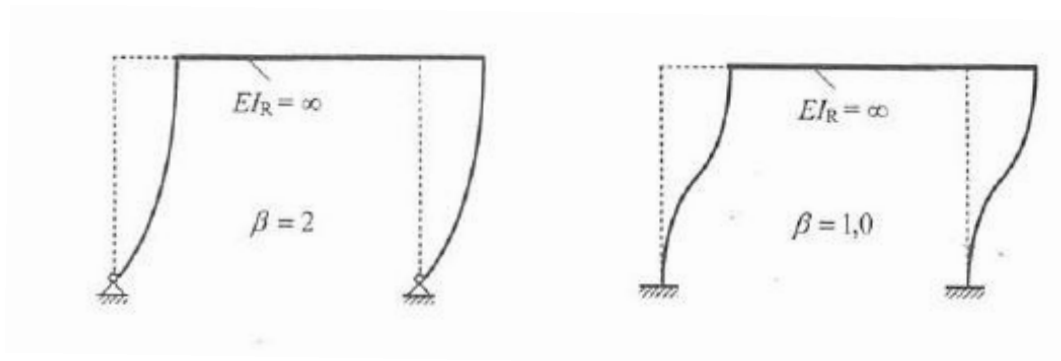


Abbildung 10: Knickfigur bei Rahmen mit Fachwerkbinder

Quelle: (Wagenknecht, 2005, S. 70)

Bei Rahmen mit Vollwandbinder ist diese überschlägliche Betrachtung nicht so einfach abzuschätzen, da die Steifigkeiten von Binder und Stütze sehr ähnlich sind. Wenn ein Rahmen mit fester Einspannung geplant wird, kann konservativ ein Knicklängenbeiwert von $\beta = 2$ angenommen werden, da dieser Wert immer zwischen 1 und 2 liegt. Für Rahmen mit gelenkigen Stützen kommt diese konservative Herangehensweise nicht in Frage, da der Knicklängenbeiwert immer größer als 2 ist und nicht abgeschätzt werden kann. (siehe Abbildung 11)

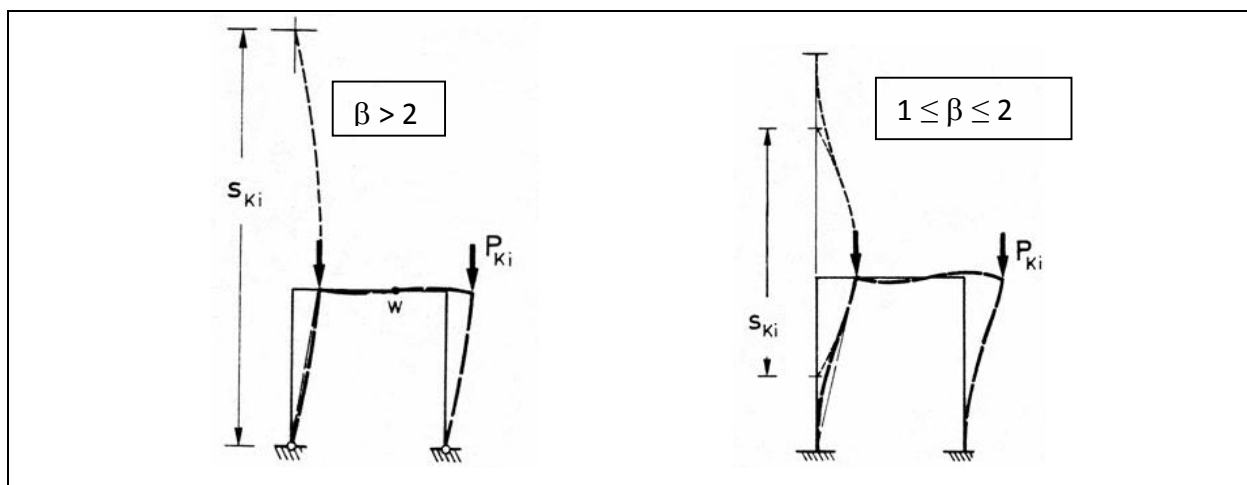


Abbildung 11: Knickfigur bei Rahmen mit Vollwandbinder

Quelle: (Stahlbauwiki 3.0, 2007)

Für eine Bestimmung des Knicklängenbeiwert müssen c_u und c_o ermittelt werden. Dabei ist c_u vom statischen System abhängig. Bei fester Einspannung gilt $c_u = 0$ und bei gelenkiger Ausbildung des Stützenfußes $c_u = 1$, wie in Abbildung 12 dargestellt ist.

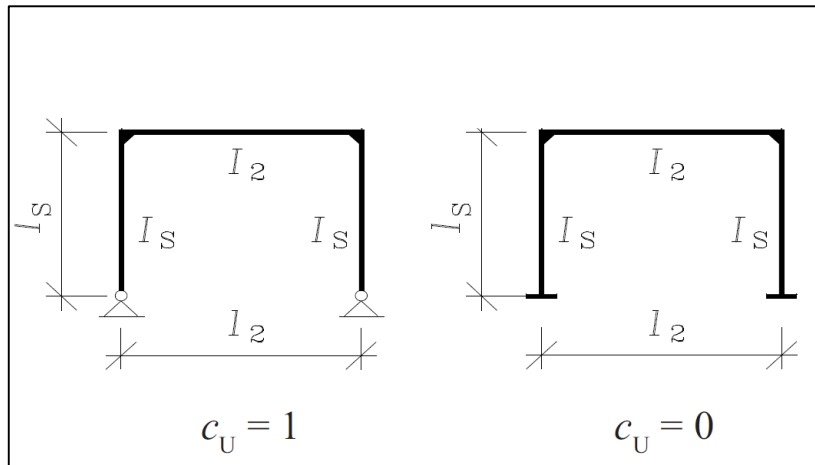


Abbildung 12: Systemabhängige Werte zur Bestimmung der Knickbeiwerte

Quelle: (Schneider & Goris, 2010, S. 8.45)

c_o muss rechnerisch ermittelt werden. Dafür findet folgende Formel Anwendung:

$$c_o = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{I_{\text{Riegel}} \cdot l_{\text{Stütze}}}{I_{\text{Stütze}} \cdot l_{\text{Riegel}}}}$$

Sobald beide Werte ermittelt sind, kann der zu bestimmende Knicklinienbeiwert anhand eines Diagramms abgelesen werden. Eine Anwendung dieser Berechnungen ist in Anhang 1 zu finden.

4.3 Knicklängenreduzierung durch anschließende Bauteile

Wenn konstruktive Maßnahmen getroffen werden, kann die Knicklänge durch seitliche Halterung reduziert werden. Im Hallenbau wird dies z.B. durch Druckrohre, Verbände und Pfetten realisiert. (siehe Abbildung 13)

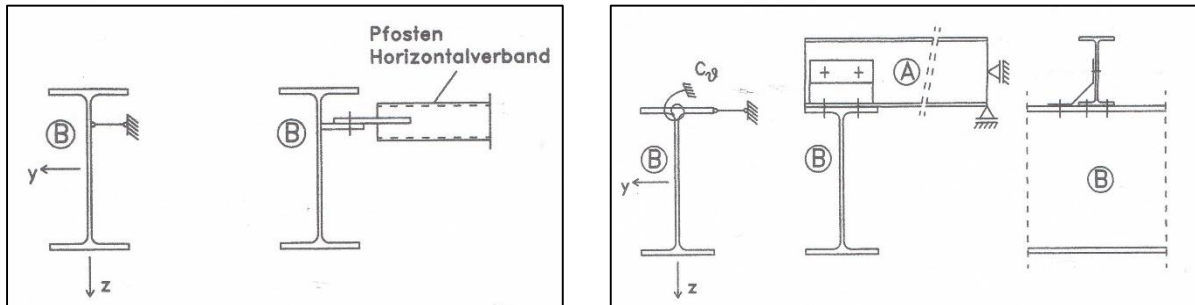


Abbildung 13: Pfosten- und Pfettenanschluss

Quelle: (Meister, 2002, S. 58, S.62)

Durch diese Maßnahmen kommt es zur seitlichen Halterung des Druckgurtes, wodurch ein Ausweichen nicht mehr möglich ist. Wird die seitliche Halterung durch Pfetten (A) erzielt, kommt es aufgrund der Steifigkeit des Anschlusses zu einer Drehfeder, welche das Binderprofil (B) zusätzlich stützt. Je nach Anschlussart verhält sich Steifigkeit und daraus resultierende Drehfeder unterschiedlich. In Abbildung 14 sind ausgewählte Anschlüsse dargestellt.

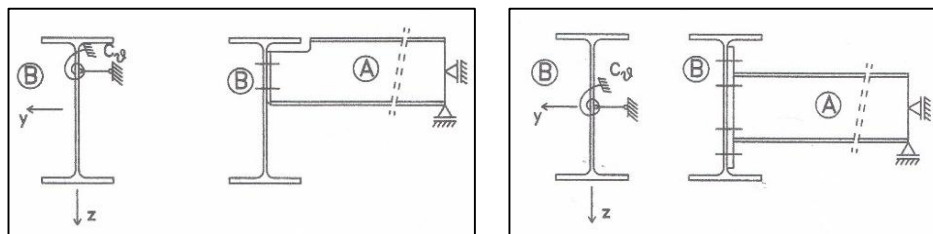


Abbildung 14: Varianten von Pfettenanschlüssen

Quelle: (Meister, 2002, S. 59, S.60)

Diese Anschlüsse werden oft als „Gabellagerung“ angenommen. Dadurch kann ein Herauslösen eines Teilstücks erfolgen und als Einzelträger mit Randmomenten betrachtet werden. (siehe Abbildung 15)

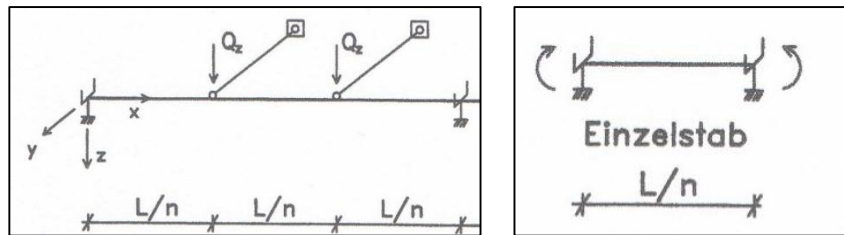


Abbildung 15: Knicklägenreduzierung durch anschließende Profile

Quelle: (Meister, 2002, S. 162, S. 164)

Bei dieser Variante wird die Anschlusssteifigkeit nicht berücksichtigt und es kann ein Biegedrillknicknachweis mit der Einzelstablänge L/n als Knickläge geführt werden. (siehe Algorithmus im Kapitel 5)

4.4 Behinderung von Biegedrillknicken

Durch konstruktive Maßnahmen kann das Biegedrillknicken behindert oder gar ausgeschlossen werden. Eine Behinderung kann durch die Drehbettung aus Schubfeldern oder durch Drehfedern durch das Anschließen von Profilen entstehen. Wenn diese Drehbettung oder Drehfeder größer ist als eine erforderliche Drehbettung bzw. Drehfeder, dann ist das Biegedrillknicken ausgeschlossen. Sollte dies nicht der Fall sein, kann mit der vorhandenen Drehbettung bzw. Drehfeder ein modifiziertes Torsionsmoment ermittelt werden, welches sich positiv auf das Biegedrillknicken auswirkt. Voraussetzung für das Ermitteln einer Drehbettung bzw. Drehfeder ist die Schubsteifigkeit. Diese gibt Auskunft darüber, ob durch das Anschließen von Trapezblechen oder auch Verbänden eine gebundene Drehachse vorliegt. Ein weiterer Ausschluss des Biegedrillknickens ist durch ein Mauerwerk realisierbar.

Modifiziertes Torsionsmoment:

$$I_T^* = I_T + C_\vartheta * \frac{L^2}{\pi^2 * G}$$

4.4.1 Schubsteifigkeit

Damit ein Profil eine gebundene Drehachse hat, ist eine Mindestschubsteifigkeit erforderlich.

$$\text{erf } S = \left(E * I_{\omega} * \frac{\pi^2}{L^2} + G * I_T + E * I_z * \frac{\pi^2}{L^2} * 0,25 * h^2 \right) * \frac{70}{h^2}$$

Wenn diese Mindestschubsteifigkeit kleiner ist als die durch Verbände oder Schubfelder erzeugte Schubsteifigkeit, dann liegt eine gebundene Drehachse vor.

$$\text{erf } S < S \leadsto \text{gebundene Drehachse}$$

4.4.1.1 Schubsteifigkeit durch Trapezblech

Soll eine Schubsteifigkeit durch Trapezbleche erzielt werden, kann diese mit folgender Formel berechnet werden. Ist ein Trapezblech nur in jeder zweiten Rippe befestigt, so ist die Schubsteifigkeit mit dem Faktor 0,2 zu versehen.

$$S = G_s * \frac{L_s}{n}$$

G_s = ideelles Schubmodul nach Typenblätter L_s = Schubfeldlänge n = Anzahl der auszusteifenden Träger

4.4.1.2 Schubsteifigkeit durch Verbände

Werden Verbände angewandt, um eine Schubsteifigkeit zu erzeugen (siehe Abbildung 16), findet folgende Berechnungsformel Anwendung.

$$S = \frac{S_1 * n}{n_{Tr}}$$

S_1 = Schubsteifigkeit pro Verband n = Anzahl der Verbandfelder n_{Tr} = Anzahl der zu stabilisierenden Träger

Dabei lässt sich die Schubsteifigkeit pro Verbandsfeld mit anschließender Formel ermitteln.

$$S_1 = \frac{1}{\frac{1}{E * A_D * \sin^2 \alpha * \cos \alpha} + \frac{1}{E * A_H * \cot \alpha}}$$

E = Elastizitätsmodul

A_D = Fläche der Diagonale

A_H = Fläche der Pfosten

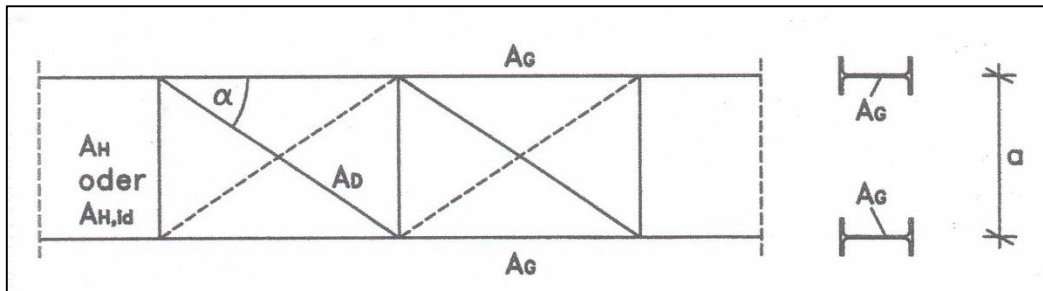


Abbildung 16: Schubsteifigkeit aus Verbänden

Quelle: (Meister, 2002, S. 181)

Wenn Verbände unterhalb der Pfetten liegen, muss diese Exzentrizität berücksichtigt werden. (siehe Abbildung 17)

$$A_{H,id} = \frac{1}{\frac{1}{A_H} + \frac{e^2}{I_y}}$$

A_H = Fläche der Pfette

I_y = Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Pfette

e = Außermittigkeit

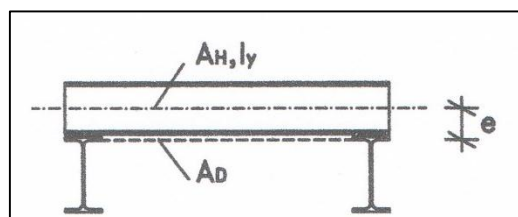


Abbildung 17: Exzentrizität von Pfosten und Diagonale

Quelle: (Meister, 2002, S. 182)

4.4.2 Drehbettung und Drehfeder

Werden Profile wie Pfetten angeschlossen, um einen Träger zu stabilisieren, wird von einer Drehfeder gesprochen. Wenn ein Schubfeld ausgebildet wird, so handelt es sich um eine Drehbettung.

4.4.2.1 Erforderliche Drehbettung bzw. -feder

Die erforderliche Drehbettung bzw. -feder kann mit Hilfe der nachstehenden Formel ermittelt werden.

$$\text{erf } C_{\vartheta} = \frac{M_{pl,k}^2}{E * I_z} * k_{\vartheta} * k_v$$

k_{ϑ} = Drehbettiingsbeiwert zur Erfassung des Momentenverlaufs und Art der Drehachse (siehe Anhang 2)

k_v = 1,0 bei der Anwendung des Verfahrens E-P bzw. P-P; 0,35 bei der Anwendung des Verfahrens E-E

4.4.2.2 Vorhandene Drehbettung bzw. -feder

Die vorhandene Drehbettung bzw. -feder wird anhand der folgenden Formel berechnet.

$$\frac{1}{C_{\vartheta}} = \frac{1}{C_{\vartheta,M}} + \frac{1}{C_{\vartheta,P}} + \frac{1}{C_{\vartheta,A}}$$

Diese setzt sich aus drei Anteilen zusammen:

- a) Der erste Anteil ergibt sich aus dem abstützenden Bauteil. (siehe Abbildung 18)

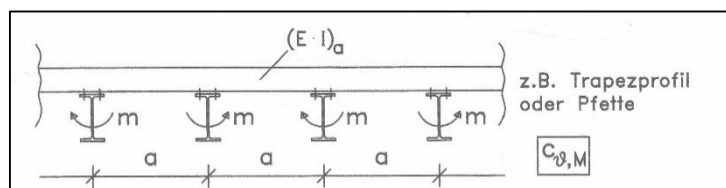


Abbildung 18: Abstützendes Bauteil

Quelle: (Meister, 2002, S. 183)

$$C_{\vartheta,M} = k * \frac{E * I_a}{a}$$

$k = 2$ wenn das abstützende Bauteil ein Ein- oder Zweifeldträger ist

$k = 4$ wenn das abstützende Bauteil ein Durchlaufträger mit 3 oder mehr Feldern

a = Stützweite des abstützenden Bauteils (z.B.: Achsraster)

$E \cdot I_a$ = Biegesteifigkeit des Abstützenden Bauteils

Hierbei muss noch beachtet werden, ob es sich bei dem abstützenden Bauteil um eine Pfette oder ein Trapezblech handelt. (siehe Tabelle 4)

Pfette ist abstützendes Bauteil	Trapezblech ist abstützendes Bauteil
$I_a = \frac{I_{Pfette}}{Pfettenabstand}$	$I_a = I_{Trapezblech}$

Tabelle 4: Trägheitsmoment in Abhängigkeit des abstützten Bauteils

b) Die Profilverformung bildet den zweiten Anteil. (siehe Abbildung 19)

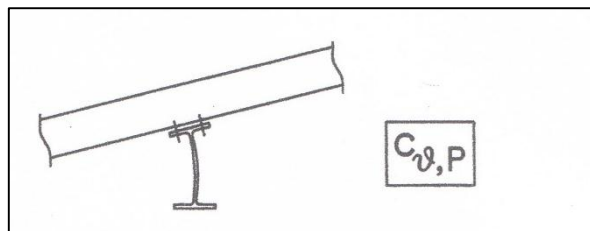


Abbildung 19: Profilverformung

Quelle: (Meister, 2002, S. 183)

$$C_{\vartheta,P} = 5000 * \frac{s^3}{h}$$

s = Stegdicke des zu stützende Profil

h = Höhe des zu stützende Profil

Dieser Anteil ändert sich, sobald Profile wie Pfetten oder Druckrohre angeschlossen werden. Siehe dazu Kapitel 4.4.3.

c) Der letzte Anteil fügt sich aus der Verformung der Verbindung zusammen. (siehe Abbildung 20)

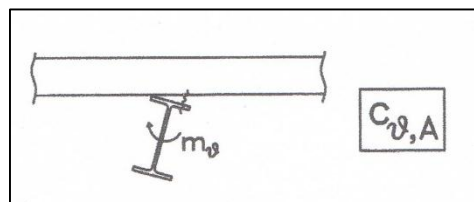


Abbildung 20: Anschlussverformung

Quelle: (Meister, 2002, S. 183)

Da die Verformung der Verbindung je nach anzuschließendem Profil (Trapezblech oder Träger) unterschiedlich ausfällt, wird in den Kapiteln 4.4.3 und 4.4.4 näher drauf eingegangen.

4.4.3 Behinderung durch das Anschließen von Trägern

Die im Kapitel 4.3 dargestellten Anschlüsse stabilisieren durch ihre Steifigkeit Profile und behindern das Biegedrillknicken. In diesem Fall wird anhand der Anschlusssteifigkeit eine Drehfeder ermittelt und diese dem stabilitätsgefährdeten Bauteil zugeordnet. (siehe Abbildung 21)
Die Knicklänge bleibt die Gesamtlänge L des Profils.

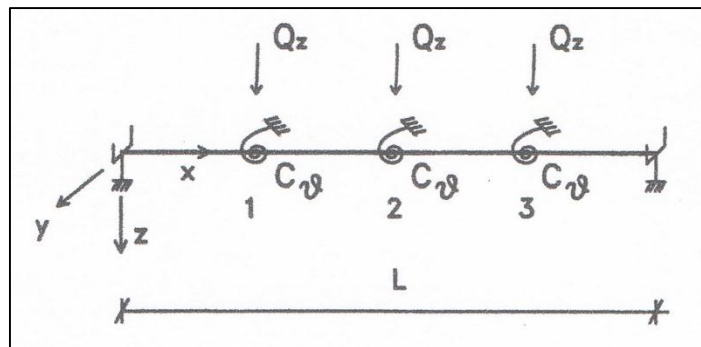


Abbildung 21: Drehfeder am Profil

Quelle: (Meister, 2002, S. 168)

Im Kapitel 4.4.2 wurde beschrieben, wie die Drehfeder C_{θ} berechnet wird. Durch das Anschließen von Trägern, wird der Anteil aus der Profilverformung erhöht. Es folgt ein Beispiel für eine Anschlussvariante in Abbildung 22.

$$\bar{C}_{\vartheta,P} = 5000 * \frac{s^3}{h} * b_m * \frac{h^3}{a_1^3 + a_2^3}$$

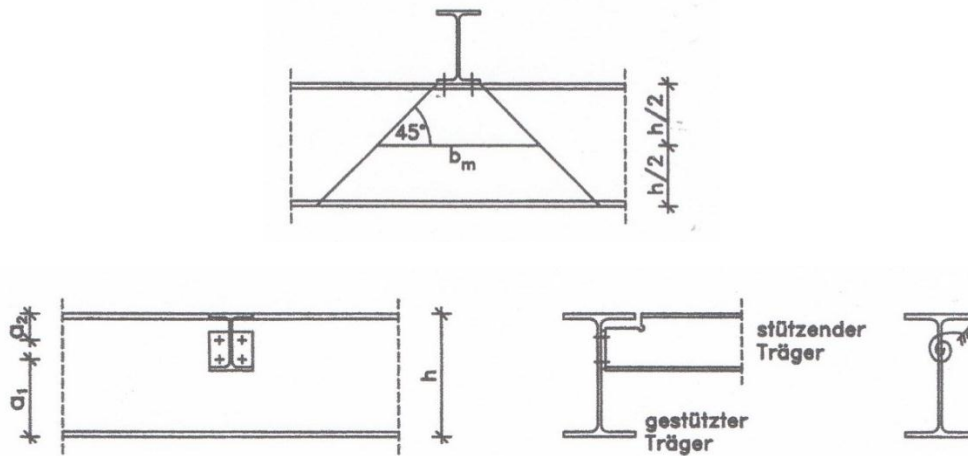


Abbildung 22: Profilaussteifung durch anschließende Träger

Quelle: (Meister, 2002, S. 187)

s = Stegdicke des zu stützende Profil h = Höhe des zu stützende Profil a = abstände der Schrauben zum Rand
b_m = breite der Krafteinleitung bei h/2

Wenn eine Verbindung der Flansche von den Pfetten an dem Binderprofil oder eine andere typische Stahlbauverbindung hergestellt ist, so kann der Anteil aus der Verbindungsverformung vernachlässigt werden.

$$\frac{1}{C_{\vartheta,A}} = 0$$

4.4.4 Behinderung durch Schubfelder

Wird eine Drehbettung durch ein Schubfeld erreicht, so ist die Verformung der Verbindung wie folgt zu ermitteln. (siehe Tabelle 5)

$\left(\frac{vorh\ b}{100}\right) < 1,25$	$1,25 \leq \left(\frac{vorh\ b}{100}\right) \leq 2,0$
$c_{\vartheta,Ak} = \bar{c}_{\vartheta,Ak} * \left(\frac{vorh\ b}{100}\right)^2$	$c_{\vartheta,Ak} = \bar{c}_{\vartheta,Ak} * \left(\frac{vorh\ b}{100}\right)^2 * 1,25$

Tabelle 5: Verformungsbehinderung in Abhängigkeit der Gurtbreite

<i>vorh b</i>	vorhandene Gurtbreite eines Trapezblechs; ist diese größer als 200mm ist die Breite mit 200mm anzunehmen
$\bar{c}_{\vartheta,Ak}$	charakteristische Anschlusssteifigkeit von Trapezblechen aus Stahl (siehe Anhang 3: Anschlusssteifigkeit)

4.4.5 Behinderung durch Mauerwerk

Ein Druckgurt ist ausreichend gehalten, wenn ein Mauerwerk mindestens das 0,3-fache der Profilhöhe einfasst. Dies bedeutet, dass kein Biegedrillknicken auftreten kann. (siehe Abbildung 23)

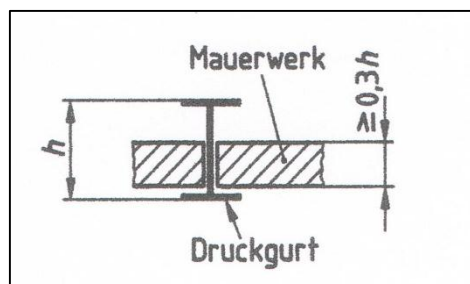


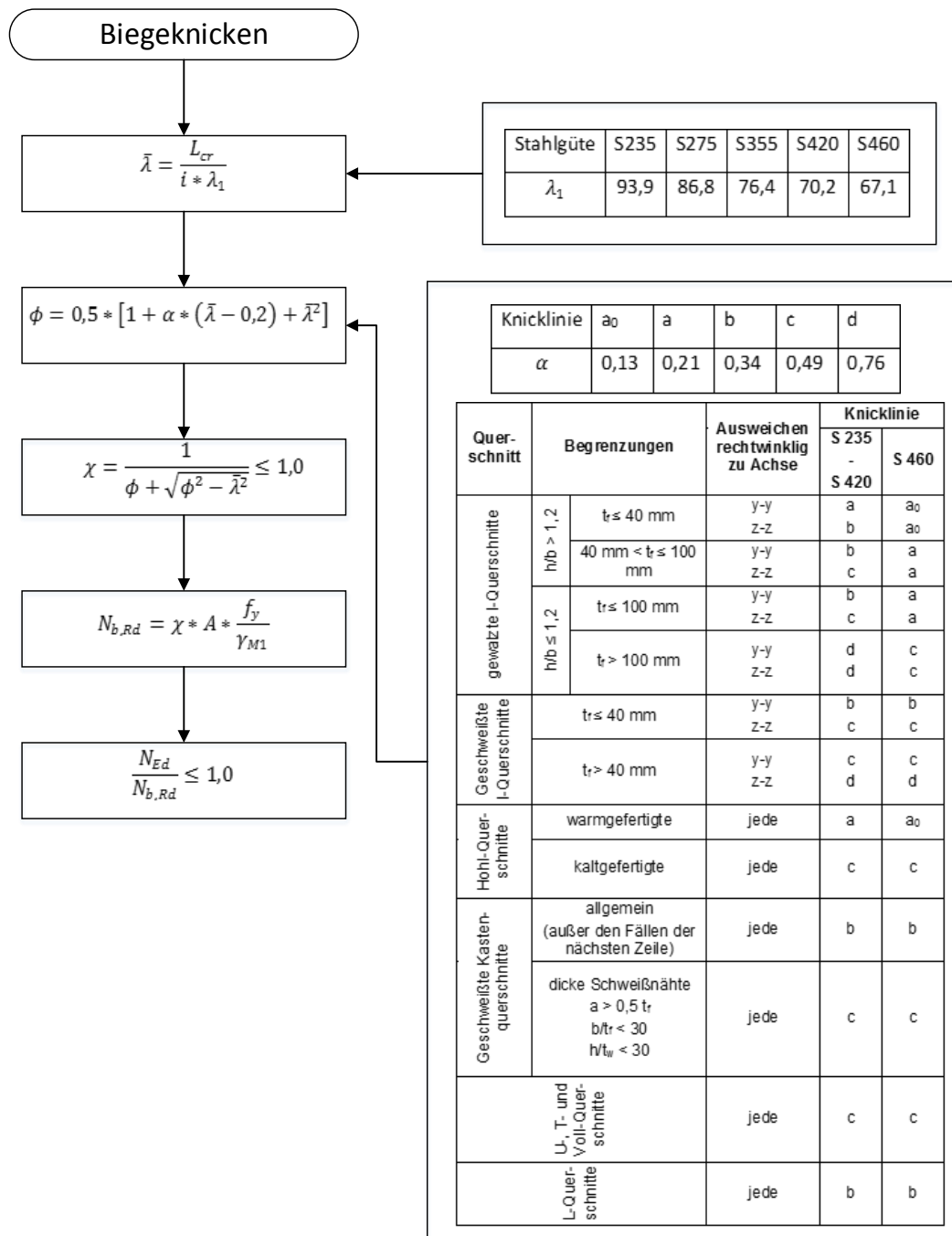
Abbildung 23: Behinderung durch Mauerwerk

Quelle: (Meister, 2002, S. 95)

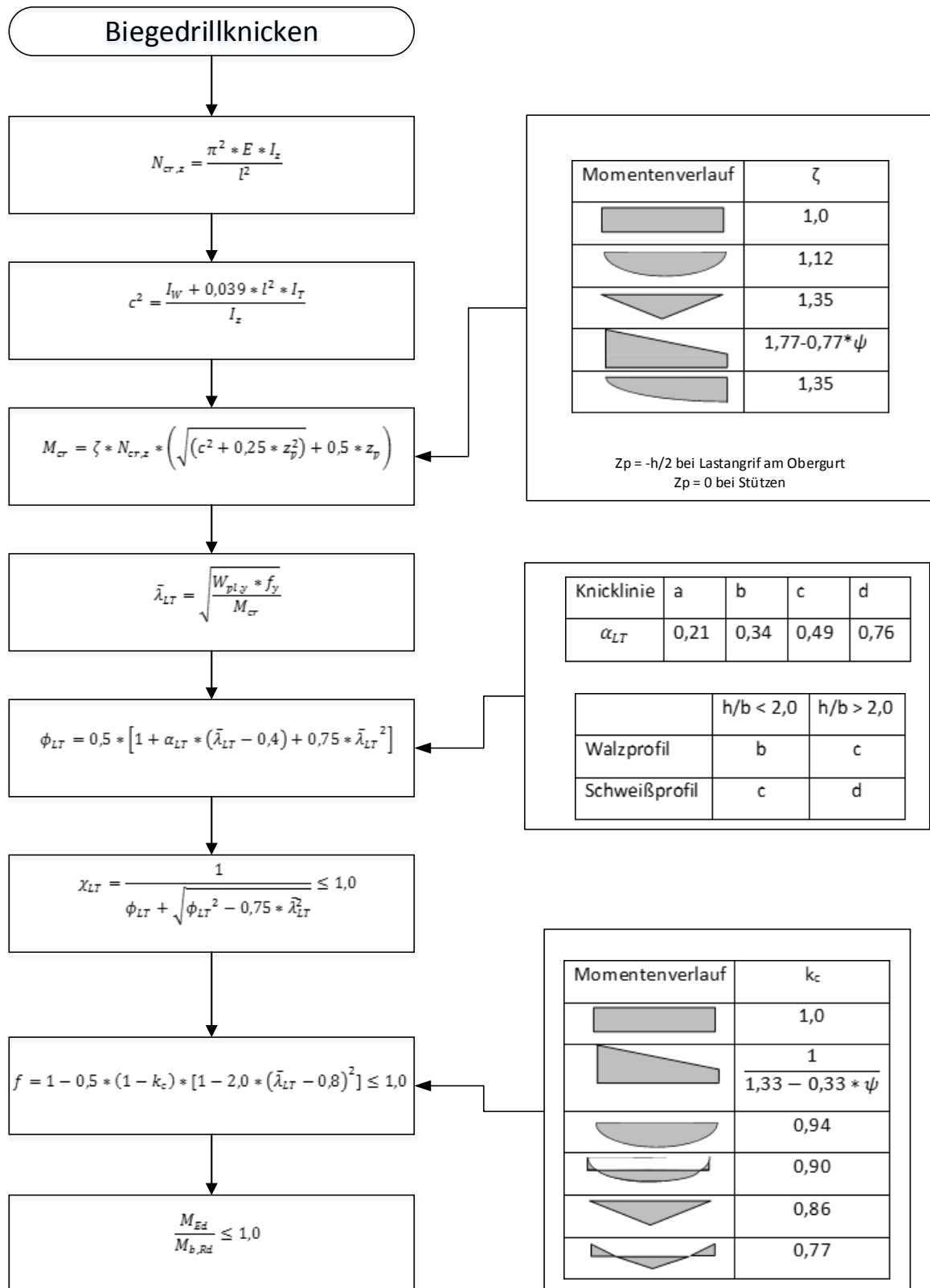
5 Algorithmen zum Stabilitätsversagen zentrisch belasteter Stäbe

Für das Nachweisverfahren gegen Biegeknicken, Biegedrillknicken sowie die Kombination aus Biegeknicken und Biegedrillknicken können die anschließenden Algorithmen angewendet werden. Die einzelnen Schritte können in der Beispielrechnung in Anhang 1 nachvollzogen werden.

5.1 Biegeknicken



5.2 Biegedrillknicken


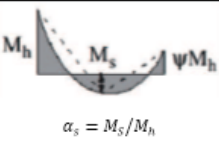
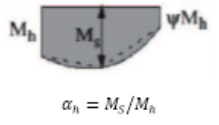


5.3 Biegeknicken und Biegedrillknicken

Biegeknicken und Biegedrillknicken

$$N_{Rk} = f_y * A$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y}$$

Momentenverlauf	Bereich		C_{my} und $C_{m\phi}$ und C_{mLT}	
			Gleichlast	Einzellast
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8 \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$-0,8 \alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8 \alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05 \alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10 \alpha_h (1 + 2\psi)$

Für Bauteile mit Knicken in Form seitlichen Ausweichens sollte der äquivalente Momentenbeiwert als $C_{my} = 0,9$ bzw. $C_{m\phi} = 0,9$ angenommen werden.

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\leq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

6 Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Um die in der Einleitung aufkommende Problemstellung

„Ab welcher Spannweite ist ein Rahmen mit Fachwerkbinder wirtschaftlicher als ein Rahmen mit Vollwandbinder?“

untersuchen zu können, wird im folgenden Kapitel die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung im Mittelpunkt stehen. Es wird auf die Vorgehensweise und die Kostenermittlung eingegangen. Außerdem soll die schon erwähnte Kalkulationshilfe beschrieben und die Ergebnisse ausgewertet werden. Die abgesteckten Randbedingungen wurden bereits im Kapitel 1.4 beschrieben.

6.1 Vorgehensweise

Bevor die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchgeführt werden konnte, musste entschieden werden, welche Rahmenarten Teil der Untersuchung werden sollten. Diese Entscheidung wurde mich Hilfe der Firma Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH getroffen. Schon während meines Praktikumsaufenthalts habe ich mich mit dieser Fragestellung auseinandergesetzt. Wie die oben genannte Problemstellung schon verrät, wurde sich für Rahmen mit Vollwandbinder und Fachwerkbinder mit je drei verschiedenen Spannweiten und Achsrastern entschieden. Nachdem diese Einschränkung getroffen wurde, musste die zu Grunde liegende Theorie betrachtet und analysiert werden. Anschließend wurden die Randbedingungen abgesteckt. Im Rahmen der Ermittlung der Randbedingung, wurden auch Lastannahmen erstellt. Im nächsten Schritt wurden 18 Statikmodelle, die sich aus den verschiedenen Kombinationen der Binder, Spannweiten und Achsrastern ergeben, mit dem Statikprogramm RSTAB angefertigt. Aus diesem Programm wurden dann die Schnittgrößen der Modelle entnommen. Der Nachweis der Stäbe wurde anschließend „per Hand“ (ohne Hilfe von Programmen) durchgeführt. Auf einen Nachweis der Detailpunkte wurde verzichtet, da sie für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung weniger ausschlaggebend sind. Mit Hilfe der erneuten Zusammenarbeit mit der Firma Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH konnte eine Kostenermittlung (siehe Kapitel 6.2) erstellt werden. Alle gesammelten Werte wurden in eine Datenbank eingepflegt, auf die die Kalkulationshilfe zugreifen kann. Sowohl die Datenbank als auch die Kalkulationshilfe basieren auf dem Programm Microsoft Office Excel 2013. Eine genauere Beschreibung des Aufbaus und der

Funktionsweise der Kalkulationshilfe erfolgt im Kapitel 6.3. Abschließend wurden die Daten der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung im Kapitel 6.4 ausgewertet.

6.2 Kostenermittlung

Um eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchführen zu können, müssen viele Einflussfaktoren berücksichtigt werden. Zum einen ist es unabdinglich zu wissen, welche Materialien und Profile benötigt werden. Aber auch die aktuellen Stahlpreise sind dafür entscheidend. Für eine umfassende Kalkulation ist nicht nur das Material sondern auch die Fertigung und die Beschichtung entscheidend. Montagekosten werden in dieser Kalkulationshilfe nicht mit eingerechnet.

6.2.1 Materialkosten

Die Materialkosten richten sich in der vorliegenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach den Stahlpreisen. Kosten für Kleinteile (z.B. Schrauben, Rippen, etc.) gehen nicht mit in die Kalkulationshilfe mit ein. Die Firma A+R Profilstahl GmbH hat eine Kalkulations-Preisliste für Stahlträger von Januar 2014 zur Verfügung gestellt. (siehe Anhang 4)

6.2.2 Fertigungskosten

Damit möglichst realistische Zeiten für die Fertigung angenommen werden können, wurden diese mit der Firma Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH erarbeitet. Dafür wurden bei aktuellen Aufträgen von mehreren Bauteilen die Fertigungszeiten erfasst, um diese in die Kalkulationshilfe aufzunehmen.

Aus Tabelle 6 kann entnommen werden, dass sich bei den unterschiedlichen Vouten für die Arbeitsgänge Zuschnitt, Heften/Ausrichten und Putzen keine relevanten Unterschiede in der Dauer herausgestellt haben. Bei dem Fertigungsgang Schweißen kann ein größerer Unterschied vor allem auch im Verbrauch an Schweißzusätzen festgestellt werden. Bei einer Voute der Länge 2m benötigten Schweißer 3 Stunden und verbrauchten ca. 5kg Schweißdraht. 6kg Schweißdraht und 3,5 Stunden Schweißzeit wurden bei einer Voutenlänge von 2,5m benötigt. 7kg Schweißdraht und 4 Stunden Arbeitszeit waren nötig, wenn die Voute 3m lang ist.

Fertigungsgang	Dauer in Stunden
Zuschnitt (Sägen und Brennschneiden)	1,5
Heften/Ausrichten	1,5
Schweißen	3; 3,5; 4
Putzen	1

Tabelle 6: Fertigungszeit von einer coupierten Voute

Tabelle 7 zeigt die Fertigungszeit von einem Fachwerkknoten. Da der Zuschnitt für ein Fachwerk komplett realisiert wird und nicht knotenweise, wurde die Gesamtzeit durch die Anzahl der Knoten geteilt. Für die Kalkulationshilfe ist die Dauer für einen Knoten relevant, da die Anzahl der Knoten von der Spannweite abhängt.

Fertigungsgang	Dauer in Stunden
Zuschnitt (Sägen und Brennschneiden)	0,5
Heften/Ausrichten	0,5
Schweißen	0,5
Putzen	0,5

Tabelle 7: Fertigungszeit von einem Fachwerkknoten

Die Zeiten aus Tabelle 6 und 7 sind gerundete Werte, die eventuelle Verzögerungen (z.B. Wartezeiten auf Kran oder Stapler, Wechsel von Schweißdrahtrolle) und Transportwege mit einbeziehen. Eine genauere Betrachtung der Zeiten könnten Verbesserungspotential der Arbeitsabläufe aufzeigen, wodurch ein wirtschaftlicheres Arbeiten und eine genauere Kalkulation möglich wäre.

Für die Kalkulation ist nicht nur die Dauer der einzelnen Fertigungsgänge wichtig, sondern auch die Stundensätze der Arbeiter. Für diese Wirtschaftlichkeitsuntersuchung können folgende Stundensätze angenommen werden:

- Zuschnitt: 60 €/h
- Heften: 50 €/h
- Schweißen: 70 €/h
- Putzen: 40 €/h

6.2.3 Beschichtungskosten

Die Beschichtungskosten lassen sich schnell anhand der Beschichtungsfläche der Profile und den daraus entstehenden Verbrauch von Grundierung und Decklack ermitteln. Zuvor müssen die Profile jedoch noch sandgestrahlt werden, um sie von Verunreinigungen wie Schlacke und Zunder zu befreien. So kann bei einer Beschichtungsdicke von 140 µm für diese drei beschriebenen Arbeitsgänge (Sandstrahlen, Grundierung, Decklack) 13 €/m² berechnet werden.

6.3 Kalkulationshilfe

Die Kalkulationshilfe soll nicht nur der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung dieser Arbeit dienen. Vielmehr ist die Idee einer Kalkulationshilfe mit integrierter Datenbank entstanden, um den Stahlbauunternehmen Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH die Angebotserstellung zu erleichtern und diesen Prozess zu beschleunigen.

Da die Kalkulationshilfe auf dem Programm Microsoft Office Excel basiert, muss der Nutzer dieses Programm auf seinem Computer installiert haben, um es bedienen zu können. Wird die Kalkulationshilfe geöffnet, erscheint die Startseite (Arbeitsmappe „Eingabe“). Rechts im Bild befindet sich eine grafische Darstellung der zu vergleichenden statischen Systeme. Links kann der Nutzer die Spannweite (20m, 25m oder 30m) und Achsraster (6m, 7m oder 8m) auswählen. Die konstanten Werte „Pfettenabstand“, „Fachwerkteilung“, „Lichte Höhe“ und „Voutenlänge“ ergeben sich aus der Spannweite bzw. sind durch die Randbedingungen (siehe Kapitel 1.4) festgelegt. Über den Button „Weiter zu Kostenübersicht“ wird der Bediener automatisch in die nächste Arbeitsmappe weitergeleitet. (siehe. Abbildung 24)

Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von ausgewählten Hallenrahmen nach EC3

Spannweite und Achsraster wählen

Spannweiten

☐ 20 m

☐ 25 m

☒ 30 m

Achsraster

☐ 6 m

☐ 7 m

☒ 8 m

[Weiter zur Kostenübersicht](#)

Konstante Werte

Pfettenabstand: 2,500 m

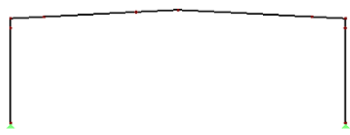
Fachwerkteilung: 5,000 m

Lichte Höhe: 6,000 m

Voutenlänge: 3,000 m

Statische Systeme

Rahmen mit Vollwandbinder:



Rahmen mit Fachwerkbinder:

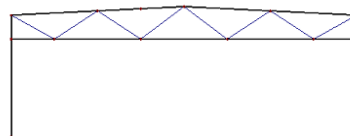


Abbildung 24: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Eingabe“

In dieser Arbeitsmappe sind die statisch ermittelten Profile und die sich daraus ergebenden Materialkosten dargestellt. Diese Preise wurden von der Firma A+R Profilstahl GmbH zur Verfügung gestellt und können je nach aktuellen Stahlpreisen bzw. den unternehmensspezifischen Rabatten abweichen. Die Preise können je nach Bedarf in der Arbeitsmappe „Kostendatenbank“ angepasst werden. (siehe Abbildung 25)

Kostenübersicht										
Materialkosten										
Rahmen mit Vollwandbinder										
	Pos	Benennung	Profil	Höhe	Material	Anzahl	Länge in m	Masse	€/to	Summe
	1	Stütze	HEA	340	S235	2	6	107,40	660	850,57 €
	2	Binder	IPE	400	S235	1	20	67,96	620	842,72 €
										1.693,29 €
Rahmen mit Fachwerkbinder										
	Pos	Benennung	Profil	Höhe	Material	Anzahl	Länge in m	Masse	€/to	Summe
	1	Stütze	IPE	400	S235	2	8	67,96	620	674,18 €
	2	Obergurt	IPE	330	S235	1	20	50,37	620	624,64 €
	3	Untergurt	IPE	200	S235	1	20	22,92	590	270,44 €
	4	Diagonale	IPE	200	S235	8	3,20	22,92	590	346,34 €
										1.915,60 €

Abbildung 25: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ I

Durch das Herunterscrollen wird der zweite Kostenpunkt „Detailpunkte“ sichtbar. Hier werden die Kosten für die Detailpunkte aufgeschlüsselt. Bei dem Vollwandbinder entstehen durch das Voutenprofil und den Kopfplatten zusätzliche Materialkosten. Auf die jeweiligen Zeiten der Fertigungsschritte und deren Ermittlung wurde im Kapitel 6.2.2 eingegangen. Diese

Zeiten und Kosten je Stunde sind aber auch individuell veränderbar (gelb hinterlegte Felder) und so auf den Auftrag anpassbar. (siehe Abbildung 26)

Detailpunkte										
</										

Abbildung 26: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ II

Weiter unten sind die Beschichtungskosten zusammengefasst. Auch diese Kosten sind veränderbar und können dem jeweiligen Korrosionsschutz entsprechend angepasst werden. (siehe Abbildung 27)

Beschichtung									
Rahmen mit Vollwandbinder			Sandstrahlen + Grundierung + 1 Deckschicht				Gesamtschichtdicke ca. 140 µm		
Pos	Benennung	Profil	Höhe	Anzahl	Länge in m	m²/m	€/m²	Summe	
1	Stütze	HEA	340	2	6	1,79	13	279,24 €	
2	Binder	IPE	400	1	20	1,47	13	382,20 €	
3	Voute	IPE	400	1	2	1,47	13	38,22 €	
								699,66 €	
Rahmen mit Fachwerkbinder			Sandstrahlen + Grundierung + 1 Deckschicht				Gesamtschichtdicke ca. 140 µm		
Pos	Benennung	Profil	Höhe	Anzahl	Länge in m	m²/m	€/m²	Summe	
1	Stütze	IPE	400	2	6	1,47	13	229,32 €	
2	Obergurt	IPE	330	1	20	1,25	13	325,00 €	
3	Untergurt	IPE	200	1	20	0,77	13	199,68 €	
4	Diagonale	IPE	200	8	3,20	0,77	13	255,72 €	
								1.009,72 €	
Weiter zur Zusammenfassung									

Abbildung 27: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ III

Durch das Klicken auf den Button „Weiter zur Zusammenfassung“ werden auf einer nächsten Seite alle Daten in einem Ausdruckprotokoll zusammengeführt. An dieser Stelle kann der Nutzer die Gesamtkosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder mit den Kosten eines Rahmens mit Fachwerkbinder vergleichen. Ebenso erhält er einen Überblick über die Randbedingungen, Profile, statischen Auslastungen und Verformungen. (siehe Abbildung 28, Abbildung 29)

Zusammenfassung			
Rahmen mit Vollwandbinder			
	Spannweite:	20 m	
	Achsrastrer:	6 m	
	lichte Höhe	6 m	
	Voutenlänge	2 m	
	Dachneigung	3° (5%)	
Profile			
	Stütze	HEA	340 S235
	Binder	IPE	400 S235
	Voute	IPE	400 S235
Auslastung			
		Spannung	BDK Biegung+Druck
	Stütze	88,58%	76,72% 81,89%
	Binder	86,82%	86,75% 89,92%
Verformung			
	Binder	f _{zul} = 1/200 =	100 mm
		f _{vorh} =	90,2 mm
Kosten			
	Material	1.693 €	
	Verschnitt	8,00%	
	Beschichtung	700 €	
	Voute komplett	955 €	
	Gesamtkosten pro Rahmen	3.483 €	

Abbildung 28: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Zusammenfassung“ I

Zusammenfassung			
Rahmen mit Fachwerkbinder			
	Spannweite:	20 m	
	Achsraster:	6 m	
	lichte Höhe	6 m	
	Fachwerkhöhe	2 m	
	Dachneigung	3° (5%)	
Profile	Stütze	IPE	400 S235
	Obergurt	IPE	330 S235
	Untergurt	IPE	200 S235
	Fachwerkstreben	IPE	200 S235
Auslastung		Spannung	BDK Biegung+Druck
	Stütze	40,17%	51,14% 49,37%
	Obergurt	33,49%	15,40% 44,42%
	Untergurt	55,39%	- -
	Fachwerkstreben	21,64%	- 76,82%
Verformung	Stütze	f _{zul} = l/200 =	37,4 mm
		f _{vorh} =	27,2 mm
Kosten	Material	1.916 €	
	Verschnitt	8,00%	
	Beschichtung	1.010 €	
	Fachwerkknoten komplett	990 €	
	Gesamtkosten pro Rahmen	4.069 €	

Abbildung 29: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Zusammenfassung“ II

Die Kalkulationshilfe bezieht sich nicht nur auf eine hinterlegte Kostendatenbank. Natürlich mussten auch Nachweise geführt und bedacht werden, die z.B. die Profilauswahl bestimmen. Dafür wurden zunächst für den Rahmen mit Vollwandbinder die Knicklängen der Stützen ermittelt (Arbeitsmappe „Knicklänge Stütze VWB“), um den entsprechenden Nachweis führen zu können (Arbeitsmappe „NW Stütze VWB“). Ebenso wurde der Nachweis für den Riegel geführt und in das Ausdruckprotokoll eingebunden (Arbeitsmappe „NW Riegel VWB“). Die Nachweise für die Profile des Rahmens mit Fachwerkbinder können in der Arbeitsmappe „NW Fachwerk“ gefunden werden. In der Arbeitsmappe „Profildatenbank“ sind die Profilmaße, statischen Kennwerte und Anstrichfläche hinterlegt, auf die die Kalkulationshilfe zugreifen kann. Die ermittelten Profile für Rahmen mit Vollwandbinder bzw. mit Fachwerkbindern sind in den Arbeitsmappen „Statikdatenbank VWB“ bzw. „Statikdatenbank Fachwerk“ zu finden.

6.4 Auswertung

Für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung wurden mit Hilfe der Kalkulationshilfe und der Datenbank für alle Kombinationsmöglichkeiten von Spannweite und Achsraster Material-, Beschichtungs-, Details und Gesamtkosten ermittelt und anschließend grafisch dargestellt. Im folgenden Kapitel sollen die Ergebnisse ausgewertet werden.

6.4.1 Materialkosten

In Diagramm 1, Diagramm 2 und Diagramm 3 werden die Materialkosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder und einem Rahmen mit Fachwerkbinder mit je 20m, 25m und 30m Spannweite in Abhängigkeit vom Achsraster (6m, 7m und 8m) grafisch dargestellt.

Dabei ist in Diagramm 1 zu beobachten, dass die Materialkosten für den Rahmen mit Vollwandbinder anfangs bei Rahmenabstand von 6m geringer sind als die Kosten für den Rahmen mit Fachwerkbinder unter gleichen Bedingungen. Die Differenz beträgt an dieser Stelle 222€. Anschließend kann eine Umkehrung dieses Verhältnis bei einem Rahmenabstand von 7m festgestellt werden. Die Materialkosten für den Rahmen mit Vollwandbinder übersteigen jetzt die des Rahmens mit Fachwerkbinder. An dieser Stelle beträgt die Differenz der Materialkosten lediglich 20€. Bei einer Bewegung im vierstelligen Bereich, kann dieser Unterschied vernachlässigt werden. Wird das Achsraster erneut um einen Meter erweitert, wächst der Unterschied. Die hier festzustellende Differenz beträgt 88€. Aus schon eben genannten Grund, kann auch dieser Betrag in Hinblick auf eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nicht viel Bedeutung zugesprochen werden.

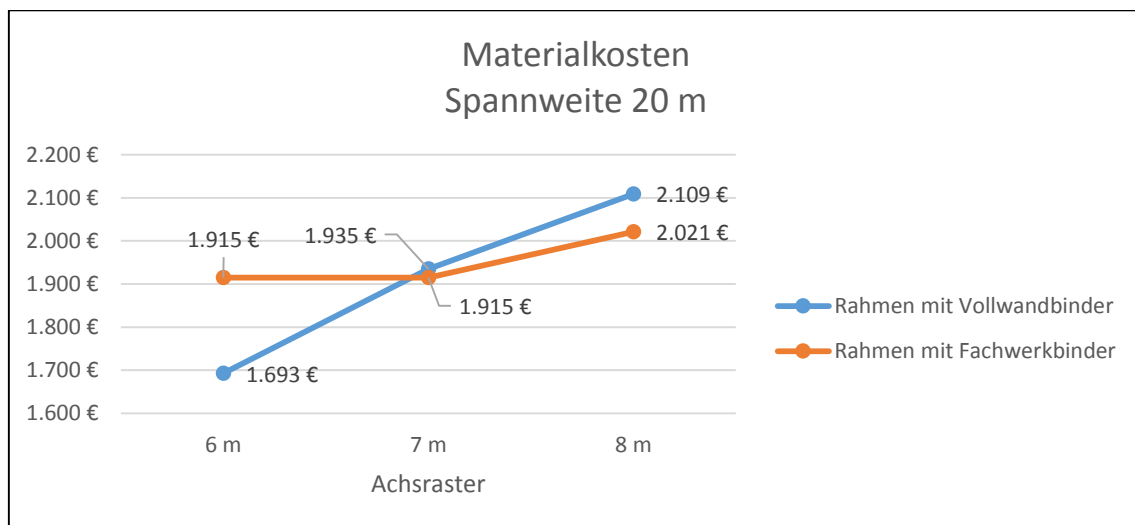


Diagramm 1: Materialkosten (Spannweite 20m)

Aus Diagramm 2 kann entnommen werden, dass die Materialkosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder bei einer Spannweite von 25m bei allen drei gewählten Achsrastern höher sind. Erwähnenswert ist an dieser Stelle, dass mit wachsendem Achsraster auch die Differenz größer und nennenswerter wird. Bei einem Achsraster von 6m beträgt diese Differenz noch 236€. 7m Achsraster ergeben einen finanziellen Unterschied von 576€. Ist der Abstand der Achsraster 8m steigt die Differenz für die Materialkosten von Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder auf 658€ pro Rahmen.

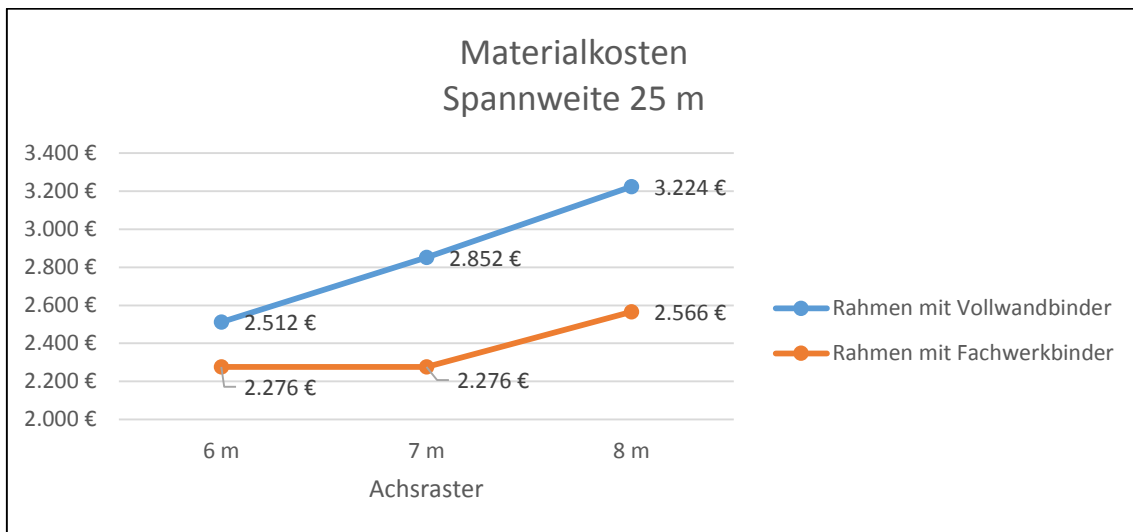


Diagramm 2: Materialkosten (Spannweite 25m)

Bei der Untersuchung der zwei Rahmen mit einer Spannweite von 30m ergibt sich auch hier, dass die Materialkosten des Rahmens mit Fachwerkbinder immer unterhalb der Materialkosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder liegen. In Diagramm 3 wird deutlich, dass die Differenz im Vergleich zur Spannweite von 25m immer größer wird. Bei einem Achsraster von 6m beträgt die Differenz bereits 1.067€. Diese Differenz steigt bei einem Achsraster von 7m auf 1.122€ an. Der größte Unterschied dieser Materialkostenuntersuchung von Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder kann bei einer Spannweite von 30m und einem Achsraster von 8m festgestellt werden. Dieser beträgt 1.596€ pro Rahmen und sollte auf keinen Fall vernachlässigt werden.

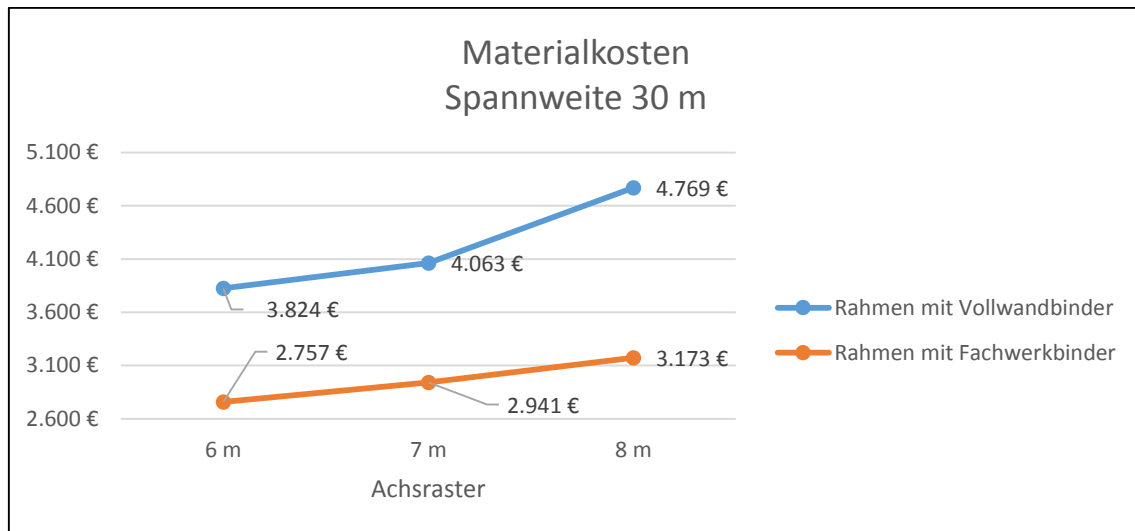


Diagramm 3: Materialkosten (Spannweite 30m)

6.4.2 Beschichtungskosten

Diagramm 4, Diagramm 5 und Diagramm 6 veranschaulichen die Beschichtungskosten für Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder mit je 20m, 25m und 30m Spannweite in Abhängigkeit vom Achsraster (6m, 7m und 8m). Bei den Beschichtungskosten ergibt sich ein eindeutiges Muster. Rahmen mit Fachwerkbinder weisen bei allen drei untersuchten Spannweiten immer mehr Beschichtungskosten auf. Verantwortlich dafür ist die größere Oberfläche, die durch die Struktur eines Rahmens mit Fachwerkbinder entsteht.

Wie Diagramm 4 zeigt, ist der Unterschied bei einer Spannweite von 20m noch ziemlich gering. Rahmen mit 6m Achsraster unterscheiden sich lediglich in 310€ für die Beschichtungskosten. Bei einem Achsraster von 7m sinkt dieser Unterschied sogar auf 264€. Grund dafür ist, dass die Beschichtungskosten für den Rahmen mit Fachwerkbinder bei 6m und 7m Achsraster gleich sind, aber die Kosten für den Rahmen mit Vollwandbinder leicht ansteigen. Die Gleichheit der Beschichtungskosten beim Rahmen mit Fachwerkbinder mit 6m und 7m Achsraster kann dadurch erklärt werden, dass bei beiden die gleichen Profile verwendet werden. Beim letzten zu untersuchenden Achsraster (8m) ist die Differenz der Beschichtungskosten von Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder 274€.

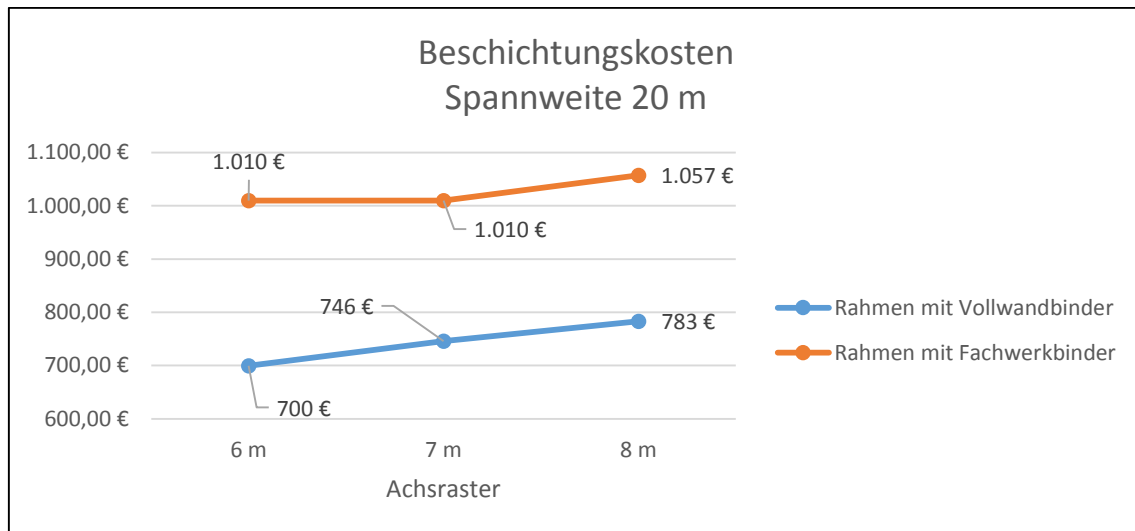


Diagramm 4: Beschichtungskosten (Spannweite 20m)

In Diagramm 5 sind ähnliche Differenzen zu beobachten. Bei einer Spannweite von 25m und einem Achsraster von 6m unterscheiden sich die beiden untersuchten Rahmenarten um 285€. Die Differenz sinkt aufgrund der gleichbleibenden Kosten für den Rahmen mit Fachwerkbinder aber steigenden Kosten für den Rahmen mit Vollwandbinder auf 235€. Bei einem Achsraster von 8m beträgt der finanzielle Unterschied für die Beschichtungskosten 271€ pro Rahmen.

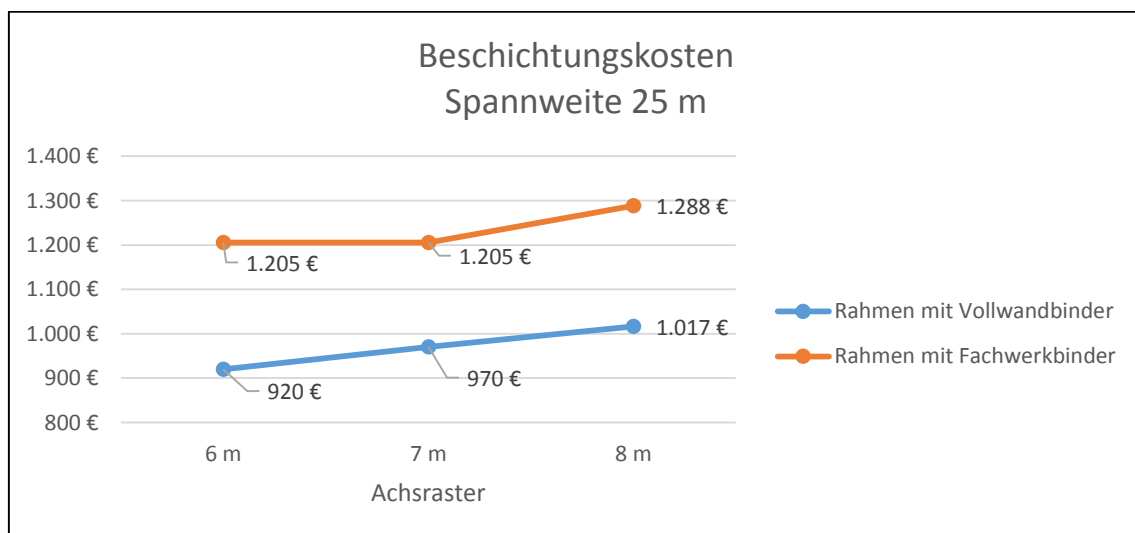


Diagramm 5: Beschichtungskosten (Spannweite 25m)

Bei einer Spannweite von 30m und einem Achsraster von 6m unterscheiden sich die Beschichtungskosten für Rahmen mit Fachwerkbinder und Rahmen mit Vollwandbinder um 205€. Diese Differenz steigt mit zunehmenden Achsraster (7m) auf 237€. Bei einem Achsraster ist der Binder mit Fachwerkbinder bezüglich der Beschichtungskosten 297€ teurer. (vgl. Diagramm 6)

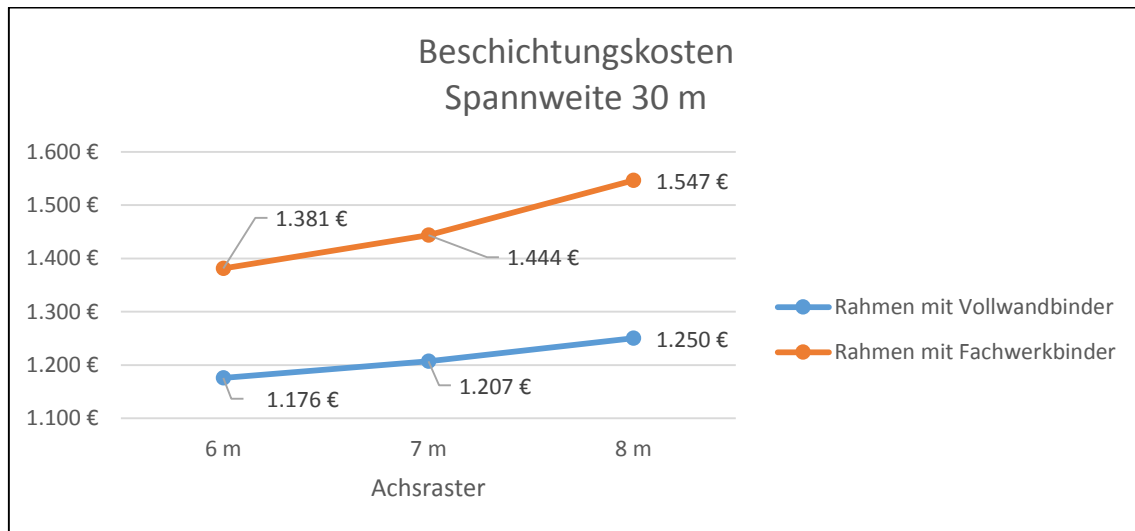


Diagramm 6: Beschichtungskosten (Spannweite 30m)

6.4.3 Detailkosten

Die Detailkosten (für Voute und Fachwerkknoten) werden im Diagramm 7, Diagramm 8 und Diagramm 9 für Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder mit je 20m, 25m und 30m Spannweite in Abhängigkeit vom Achsraster (6m, 7m und 8m) visualisiert. Die Detailkosten für Rahmen mit Fachwerkbindern sind von der Spannweite und nicht vom Achsraster abhängig. Da die Anzahl der Knotenpunkte bei gleichbleibender Spannweite konstant bleibt, sind auch die Detailkosten konstant.

Diagramm 7 zeigt die Detailkosten für Rahmen mit Fachwerkbinder und Vollwandbinder bei einer Spannweite von 20m. Bei einem Achsraster von 6m ist ein Rahmen mit Fachwerkbinder um 35€ teurer als ein Rahmen mit Vollwandbinder. Wird das Achsraster um einen Meter verlängert beträgt die Differenz lediglich 9€. Ab einem Achsraster von 8Meter übersteigen die Detailkosten für eine Vollwandbinderkonstruktion die für eine Fachwerkkonstruktion um 16€. Diesen minimalen preislichen Unterschieden können jedoch keine große Bedeutung zugesprochen werden.

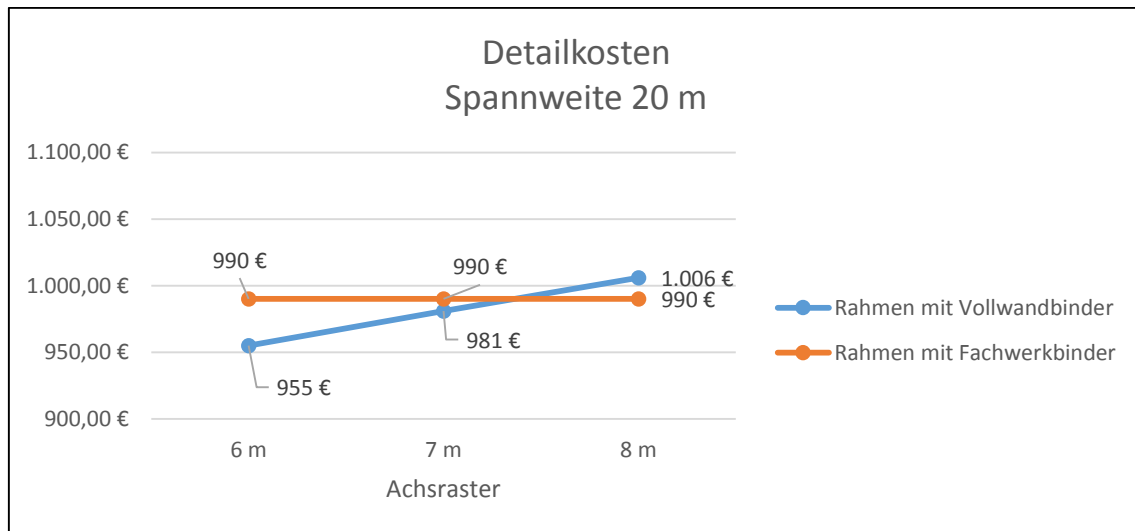


Diagramm 7: Detailkosten (Spannweite 20m)

Diagramm 8 zeigt die Gegenüberstellung der Detailkosten bei einer Spannweite von 25m. Hier kann eine größere Differenz beobachtet werden. Außerdem übersteigen die Detailkosten für Rahmen mit Fachwerkbinder bei allen drei gewählten Achsrastern die Kosten für Rahmen mit Vollwandbinder. Bei einem Achsraster von 6m ist die Differenz 324€. Mit zunehmenden Achsraster sinkt dieser Unterschied auf 281€. Eine erneute Erweiterung des Achsraster verkleinert die Differenz auf 242€.

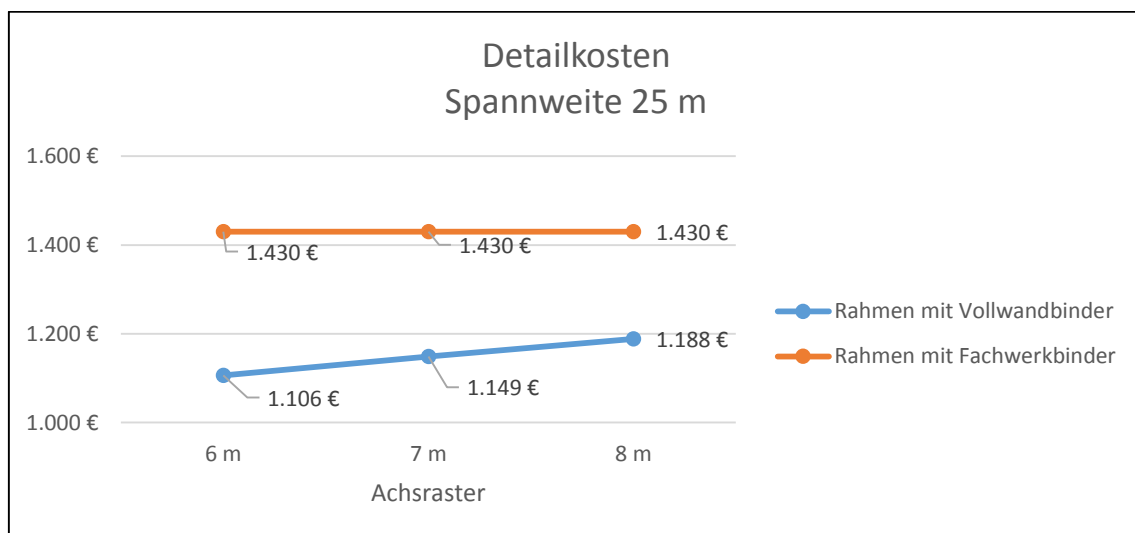


Diagramm 8: Detailkosten (Spannweite 25m)

In Diagramm 9 werden nun die Detailkosten für 30m Spannweite visualisiert. Ebenfalls kann beobachtet werden, dass die Kosten für einen Rahmen mit Fachwerkbinder die Kosten

für den Rahmen mit Vollwandbinder überschreiten. Da die Kosten des Rahmens mit Vollwandbinder bei 6m und 7m Achsraster gleich sind, ergibt sich im Vergleich zum Rahmen mit Fachwerkbinder bei beiden Achsrastern eine Differenz von 129€. Bei einem Achsraster von 8m beträgt diese nur noch 49€.

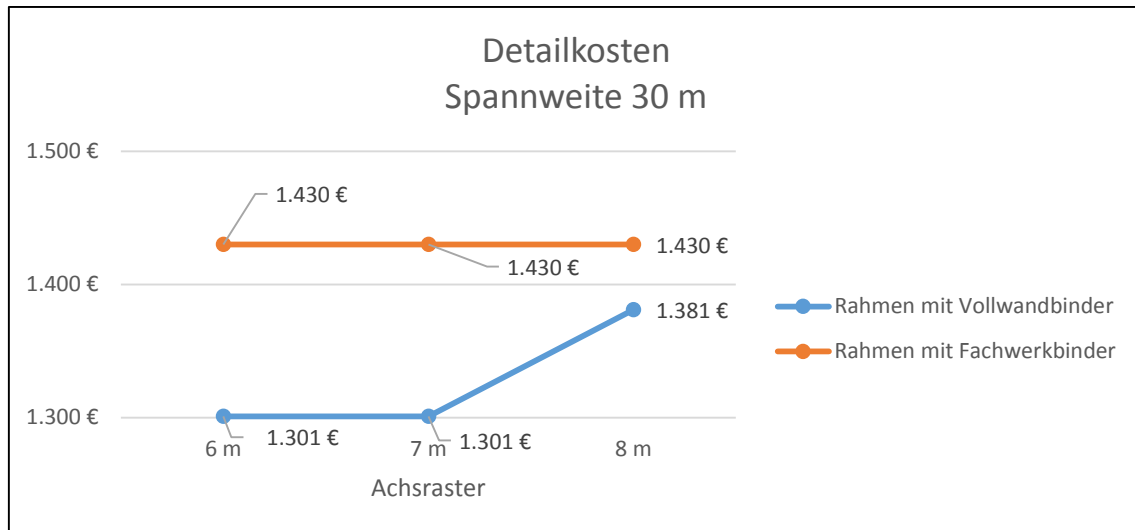


Diagramm 9: Detailkosten (Spannweite 30m)

6.4.4 Gesamtkosten

Abschließend sollen die Gesamtkosten in Diagramm 10, Diagramm 11 und Diagramm 12 grafisch dargestellt werden. Auch hier werden wieder Rahmen mit Vollwandbinder und Rahmen mit Fachwerkbinder mit Spannweiten von je 20m, 25m und 30m in Abhängigkeit vom Achsraster (6m, 7m und 8m) gegenübergestellt.

Unter der Betrachtung aller Kosten ist ein Hallenrahmen mit einer Spannweite von 20m (vgl. Diagramm 10) und einem Vollwandbinderprofil bei einem Rahmenabstand von 6m 586€/Rahmen günstiger als mit einem Fachwerk als Binderkonstruktion. Bei einem Achsraster von 7m ist die Differenz auf 252€/Rahmen gesunken. Die Kosten für einen Fachwerkerahmen bleiben konstant, da für 6m und 7m Achsraster die gleichen Profile benötigt werden, um die Verformung der Stützen in Grenzen zu halten. Lediglich 163€/Rahmen ist die Differenz zwischen beiden Rahmen bei einem Achsraster von 8m.

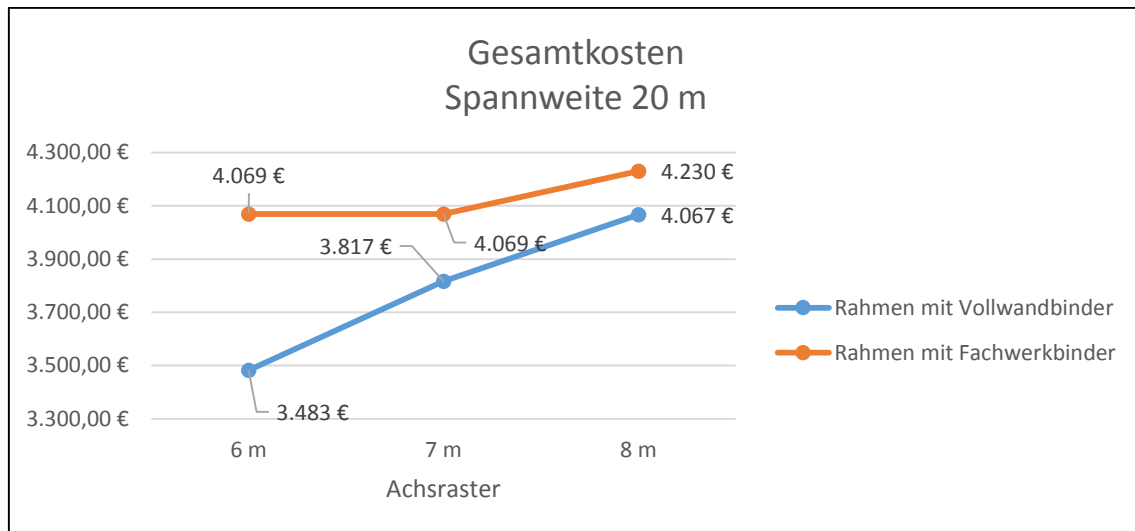


Diagramm 10: Gesamtkosten (Spannweite 20m)

Bei einer Spannweite von 20m hat Diagramm 10 gezeigt, dass die Kosten für einen Rahmen mit Fachwerkbinder die Kosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder übersteigen. In Diagramm 11 kann jetzt bei einer Spannweite von 25 ab einem Achsraster von 7m die Umkehrung dieses Verhältnisses beobachtet werden. Bei einem Achsraster von 6m ist der Rahmen mit Fachwerkbinder noch 355€ teurer. Bei der Verlängerung des Achsraster um einen Meter, ist der Rahmen mit Vollwandbinder 105€ teurer. Bei einem Achsraster von 8m wird diese Differenz weiter ausgebaut. Sie beträgt 196€ pro Rahmen.

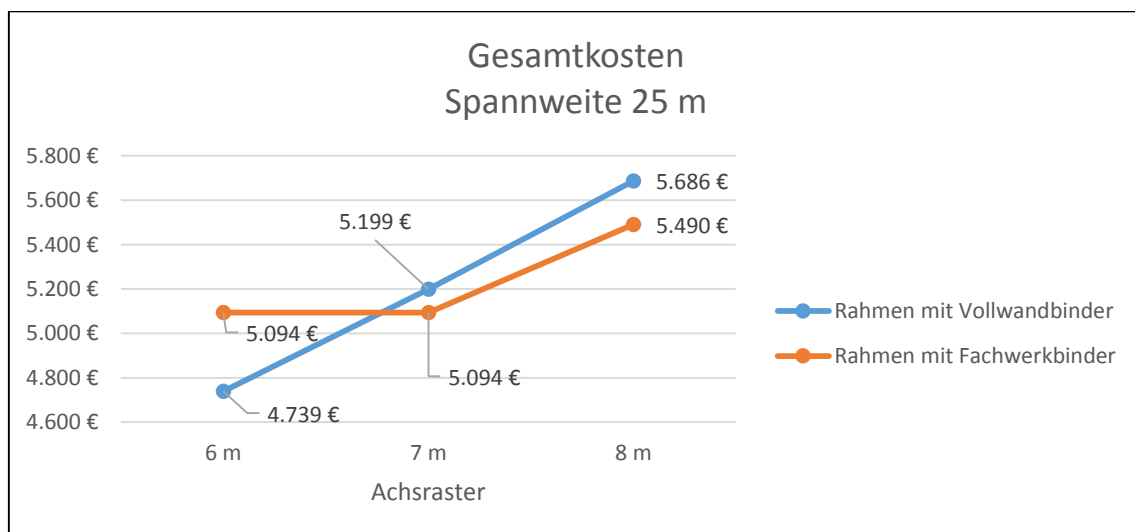


Diagramm 11: Gesamtkosten (Spannweite 25m)

Diagramm 12 zeigt, dass bei einer Spannweite von 30m die Gesamtkosten für Rahmen mit Vollwandbinder immer die Kosten für Rahmen mit Fachwerkbinder übersteigen. Die Differenzen werden im Vergleich zur Spannweite von 25m (Diagramm 11) immer bedeutender. Bei einem Achsraster von 6m liegt diese bei 816€. Bei 7m Achsraster beträgt diese bereits 846€ und steigt bei einem Achsraster sogar auf 1378€ pro Rahmen.

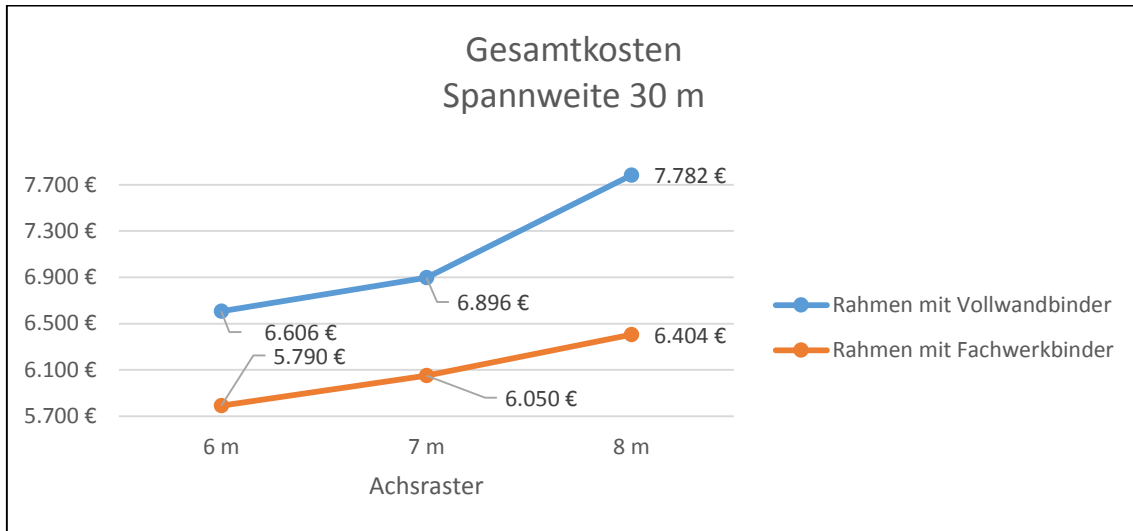


Diagramm 12: Gesamtkosten (Spannweite 30m)

7 Fazit und Ausblick

Abschließend soll erneut die in der Einleitung aufgeworfene Problemstellung betrachtet werden.

„Ab welcher Spannweite ist ein Rahmen mit Fachwerkbinder wirtschaftlicher als ein Rahmen mit Vollwandbinder?“

Mit Hilfe der theoretischen Grundlage konnte eine Basis für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung geschaffen werden, die dann auch bei der Auswertung dienlich war. Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung hat gezeigt, dass die Problemstellung nur unter bestimmten Randbedingungen beantwortet werden kann. In dieser Bachelorarbeit wurde mit der Stahlbaufirma Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH zusammengearbeitet. Das heißt, dass die Kosten für Material, Fertigung und Beschichtung sehr firmenspezifisch sind. Bei Änderung der Randbedingungen könnte es auch zu einer Änderung der Werte kommen, die eine abweichende Beantwortung der Frage mit sich bringen würde. Unter diesem Aspekt könnten auch die widersprüchlichen Aussagen von Prof. Kindmann betrachtet werden. Wahrscheinlich lagen bei seinen Betrachtungen jeweils unterschiedliche Randbedingungen vor, die dann die voneinander abweichenden Ergebnisse verursacht haben. Eine mögliche Ursache für diese Abweichungen könnte schon bei der Betrachtung der Veröffentlichungsjahre gefunden werden. Steigende Energiekosten, die auch eine Erhöhung der Stahlpreise mit sich ziehen, könnten Grund für diese Änderung sein. Die vorliegende Untersuchung hat gezeigt, dass die Materialkosten für einen Rahmen mit Fachwerkbinder bereits ab einer geringen Spannweite (20m) günstiger sind als die Materialkosten für einen Rahmen mit Vollwandbinder. Da die Preise für Stahl gestiegen sind, wird die Spanne zwischen den Materialkosten auch größer. Aus diesem Grund verlagert sich das Verhältnis und es kann angenommen werden, dass Rahmen mit Fachwerkbinder schon bei geringeren Spannweiten als früher wirtschaftlicher sind.

Wird die Frage aber unter den vorliegenden und festgelegten Werten dieser Bachelorarbeit analysiert, hat sich ein eindeutiges Ergebnis ergeben. Bei einer Spannweite von 20m sind die Gesamtkosten für einen Rahmen mit Fachwerkbinder bei allen drei untersuchten Achsrastern höher als bei einem Rahmen mit Vollwandbinder. Erst bei einer Spannweite von 25m kann zwischen den Achsrastern 6m und 7m der Schnittpunkt der Gesamtkosten beobachtet werden. Das heißt, dass ab einer Spannweite von 25m und einem Achsraster von 7m der Vollwandbinder kostenintensiver und unwirtschaftlicher ist als ein Fachwerkbinder. Bei einer

Spannweite von 30m kann dann auch schon beim kleinsten Achsraster (6m), das in dieser Arbeit festgelegt wurde, die Wirtschaftlichkeit des Fachwerkbinders beobachtet werden.

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung hat nicht nur gezeigt, wann ein Rahmen mit Vollwandbinder bzw. ein Rahmen mit Fachwerkbinder wirtschaftlicher ist, sondern auch demonstriert, wie hilfreich eine Kalkulationshilfe, die dieser Untersuchung zu Grund liegt, sein kann. Für ein mittelständiges Unternehmen, wie z.B. Hartleb Stahl- und Anlagenbau GmbH, wäre eine Erweiterung dieser Kalkulationshilfe von Interesse. Da die Angebotsanfragen sehr vielfältig sind und die Angebotserstellung mehr Kostenpunkte, als in dieser Arbeit berücksichtigt wurden, aufweist, könnte die Kalkulationshilfe wie folgt erweitert werden:

- Die Achsraster- und Spannweitenstaffelung bietet hier eine erste Möglichkeit für Erweiterung und Variationen. Die Achsraster könnten z.B. schon bei 5m beginnen und jeweils um einen halben Meter erweitert werden (5m; 5,5m; 6m; 6,5m; etc.). Die Spannweiten könnten ebenfalls verfeinert und erweitert werden (15m; 17,5m; 20m; 22,5m; etc.).
- Weitere Kostenpunkte bilden auch die Hüllkonstruktion, Riegel und Pfetten einer Halle, die mit in die Kalkulationshilfe aufgenommen werden könnten.
- Ebenso könnten Montagekosten berücksichtigt werden, um möglichst schnell eine ausführliche Kostenübersicht zu erhalten. Hier müssten auch Kosten für Montagehilfsmittel (z.B. Kräne, Hebebühnen) berücksichtigt werden.
- Außerdem könnten weitere statische Systeme integriert werden. So könnten auch Rahmen mit eingespannten Stützen in die Kalkulationshilfe aufgenommen werden. Sollte dies der Fall sein, müssten auch die Fundamentkosten mit berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

- Kindmann, R., & Krahwinkel, M. (1999). *Stahl- und Verbundkonstruktionen*. Leipzig: Teubner Verlag.
- Kindmann, R., & Krüger, U. (2013). *Stahlbau Teil 1: Grundlagen*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Kindmann, R., & Stracke, M. (2012). *Verbindungen im Stahl- und Verbundbau* (3., aktualisierte Ausg.). Berlin: Ernst&Sohn.
- Land Nordrhein-Westfalen. (kein Datum). *Gemeinsames Registerportal der Länder*. Abgerufen am 26. März 2014 von https://www.handelsregister.de/rp_web/mask.do?Typ=n
- Lohse, W. (2005). *Stahlbau 2*. Wiesbaden: Teubner Verlag.
- Meister, J. (2002). *Nachweispraxis Biegeknicken und Biegedrillknicken*. Berlin: Ernst & Sohn.
- Schneider, K.-J., & Goris, A. (2010). *Bautabellen für Ingenieure* (19. neubearbeitete und erweiterte Ausg.). Düsseldorf: Werner Verlag.
- Stahlbauwiki 3.0. (20. Dezember 2007). *Rahmenknicken*. Abgerufen am 20. März 2014 von http://darthvader.sb.bauing.tu-darmstadt.de/stbwiki/index.php/6.10_Rahmenknicken
- Wagenknecht, G. (2005). *Stahlbau-Praxis*. Berlin: Bauwerk Verlag.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Randknoten.....	9
Abbildung 2: Firstknoten	9
Abbildung 3: Innenknoten.....	9
Abbildung 4: Geschweißte Rahmenecke.....	10
Abbildung 5: Geschraubte Rahmenecke	10
Abbildung 6: Geschweißtes Eckfeld	12
Abbildung 7: Eckfeldverstärkung durch Druckdiagonale	14
Abbildung 8: Eckfeldverstärkung durch Stegzulage	14
Abbildung 9: Knickfiguren einfacher statischer Systeme.....	15
Abbildung 10: Knickfigur bei Rahmen mit Fachwerkbinder.....	16
Abbildung 11: Knickfigur bei Rahmen mit Vollwandbinder	16
Abbildung 12: Systemabhängige Werte zur Bestimmung der Knickbeiwerte	17
Abbildung 13: Pfosten- und Pfettenanschluss	18
Abbildung 14: Varianten von Pfettenanschlüssen	18
Abbildung 15: Knicklängenreduzierung durch anschließende Profile.....	19
Abbildung 16: Schubsteifigkeit aus Verbänden	21
Abbildung 17: Exzentrizität von Pfosten und Diagonale.....	21
Abbildung 18: Abstützendes Bauteil	22
Abbildung 19: Profilverformung.....	23
Abbildung 20: Anschlussverformung	23
Abbildung 21: Drehfeder am Profil	24
Abbildung 22: Profilaussteifung durch anschließende Träger	25
Abbildung 23: Behinderung durch Mauerwerk	26
Abbildung 24: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Eingabe“	35
Abbildung 25: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ I	35
Abbildung 26: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ II	36
Abbildung 27: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Kostenübersicht“ III	36
Abbildung 28: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Zusammenfassung“ I	37
Abbildung 29: Kalkulationshilfe - Arbeitsmappe „Zusammenfassung“ II	38

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Schematische Detailpunkte	4
Tabelle 2: Übersicht Rahmenarten	7
Tabelle 3: Vergleichsmatrix geschweißte und geschraubte Rahmenecken	12
Tabelle 4: Trägheitsmoment in Abhängigkeit des abstützten Bauteils	23
Tabelle 5: Verformungsbehinderung in Abhängigkeit der Gurtbreite	26
Tabelle 6: Fertigungszeit von einer coupierten Voute	33
Tabelle 7: Fertigungszeit von einem Fachwerkknoten	33

Anhang

Anhangsverzeichnis

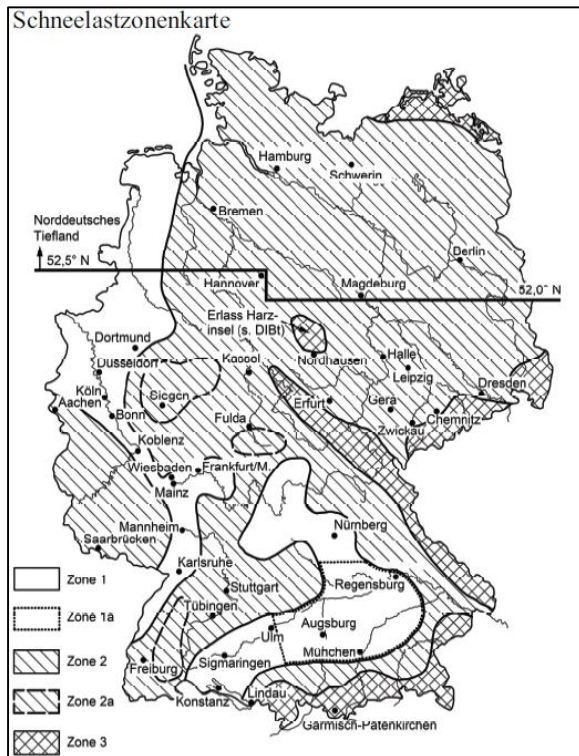
Anhang 1: Beispielrechnung.....	ii
Anhang 2: Drehbettungsbeiwert.....	xviii
Anhang 3: Anschlusssteifigkeit.....	xix
Anhang 4: Kalkulations-Preisliste Stahlträger.....	xx

Anhang 1: Beispielberechnung

Lastannahmen

Schnee

Die Schneelast ergibt sich zum einen aus der Schneezone in Abhängigkeit der Höhe über NN (A) als auch aus der Dachform.



Die Norm schreibt vor, dass mit folgender Formel die Schneelast für die Zone 2 ermittelt werden muss.

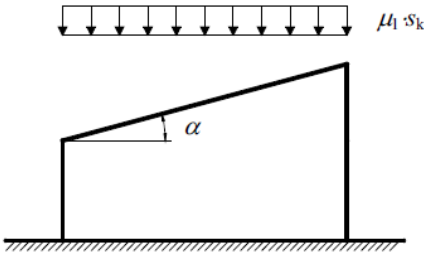
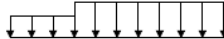
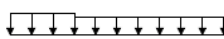

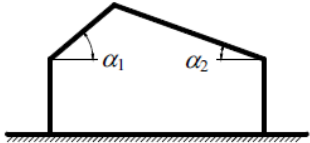
$$s_k = 0,25 + 1,91 * \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 > 0,85 \frac{kN}{m^2}$$

Formbeiwert μ in Abhängigkeit der Dachneigung:

	Dachneigung α		
Formbeiwert	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 90^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 * (60^\circ - \alpha) / 30^\circ$	0,8
μ_2	$0,8 + 0,8 * \alpha / 30^\circ$	1,6	1,6

Mit dem Beiwerten μ_1 und μ_2 müssen anschließend die Lastfälle zusammengestellt werden.

Wie in der nachstehenden Abbildung zu sehen ist, ist bei Flach- und Pultdächern nur ein Lastfall möglich und nur der Formbeiwert μ_1 erforderlich. Im Gegensatz dazu ergeben sich bei einer Satteldachkonstruktion drei Lastfälle. Ab einer Dachneigung von mehr als 5° wird von Satteldächern gesprochen.

Flach- und Pultdächer	Satteldächer
	<p>(a) $\mu_1(\alpha_1) \cdot s_k$  $\mu_1(\alpha_2) \cdot s_k$</p> <p>(b) $\mu_1(\alpha_1) \cdot s_k$  $0,5 \cdot \mu_1(\alpha_2) \cdot s_k$</p> <p>(c) $0,5 \cdot \mu_1(\alpha_1) \cdot s_k$  $\mu_1(\alpha_2) \cdot s_k$</p> 

Ermittlung der Schneelast am gewählten Beispiel:

$$s_k = 0,25 + 1,91 * \left(\frac{350 + 140}{760} \right)^2 = \mathbf{1,04 \frac{kN}{m^2}} > 0,85 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Dachneigung} = 3^\circ \leadsto \mu_1 = \mathbf{0,8}$$

$$S = s_k * \mu_1$$

$$\underline{\underline{S = 0,83 \text{ kN/m}^2}}$$

Wind

Nach der DIN EN 1991-1-4 ist es auf zwei Wegen möglich, den Geschwindigkeitsdruck des Windes zu ermitteln. Bei dem vereinfachten Verfahren kann in einer Tabelle der Geschwindigkeitsdruck in Abhängigkeit der Windzone, Lage der Konstruktion und Gebäudehöhe abgelesen werden.

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q_p in kN/m^2		
		$h \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} \leq h \leq 18 \text{ m}$	$18 \text{ m} \leq h \leq 25 \text{ m}$
1	Binnenland	0,5	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,8	0,9
	Küste und Inseln der Nordsee	0,85	1,0	1,1
3	Binnenland	0,8	0,95	1,1
	Küste und Inseln der Nordsee	1,05	1,2	1,3
4	Binnenland	0,95	1,15	1,3
	Küste und Inseln der Nordsee	1,25	1,4	1,55
	Inseln der Nordsee	1,4	-	-

In der DIN EN 1991-1-4 sind die Küstennähe und auch die Berechnungsmöglichkeiten für Gebäude die Höher als 10m sind und in Zone 4 stehen, näher zu betrachten. Der Winddruck ergibt sich dann aus der Multiplikation des Geschwindigkeitsdrucks mit dem aerodynamischen Druckbeiwert c_{pe} . Diese Beiwerte sind von der Gebäudeform abhängig. Es werden die Wandfläche von A-E und die Dachfläche von F-I unterteilt. Je nach Anströmungsrichtung verändert sich die Größe der Teilflächen. Diese Unterteilung kann in der DIN EN 1991-1-4 nachvollzogen werden.

Die Flächenlast aus dem Wind lässt sich dann wie folgt berechnen.

$$w_e = q_p * c_{pe} \quad [\text{kN/m}^2]$$

Beispiel:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Windzone: 2 (Binnenland)} \\ \text{Gebäudehöhe: } h < 10 \text{ m} \end{array} \right\} q_p = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

Winddruck auf die Hallenwände

Bereich	$C_{pe,10}$	$W_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	- 1,2	- 0,78
B	- 0,8	- 0,52
C	- 0,5	- 0,325
D	+ 0,8	+ 0,52
E	- 0,5	- 0,325

Winddruck auf das Dach

Bereich	$C_{pe,10}$	$W_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$
F	- 1,8	- 1,17
G	- 1,2	- 0,78
H	- 0,7	- 0,455
I	- 0,6	- 0,39

Installationslasten und Dachaufbau

Der Dachaufbau ergibt sich aus Z-Pfetten mit Sandwichprofilen, da dies eine sehr gewichtsreduzierte Variante ist. Das Eigengewicht eines Sandwichprofils mit 100 Kerndicke, die heutzutage üblich ist, beträgt 0,12 kN/m². Da die Installationen sehr unterschiedlich sind, hat sich eine Last von 0,35 kN/m² für Dach- und Installationen bewährt.

Lastfallkombinationen

Ständige Lasten (E): Eigengewicht + Installationslasten + Dachaufbau

Veränderliche Lasten: Schnee (S)

 Wind auf Giebelwand (WG)

 Wind auf Längswand (WL)

LFK 1: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot S$

LFK 2: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot WG$

LFK 3: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot WG$

LFK 4: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot WL$

LFK 5: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot WL$

LFK 6: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot (S + 0,6 \cdot WG)$

LFK 7: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot (S + 0,6 \cdot WG)$

LFK 8: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot (WG + 0,5 \cdot S)$

LFK 9: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot (WG + 0,5 \cdot S)$

LFK 10: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot (S + 0,6 \cdot WL)$

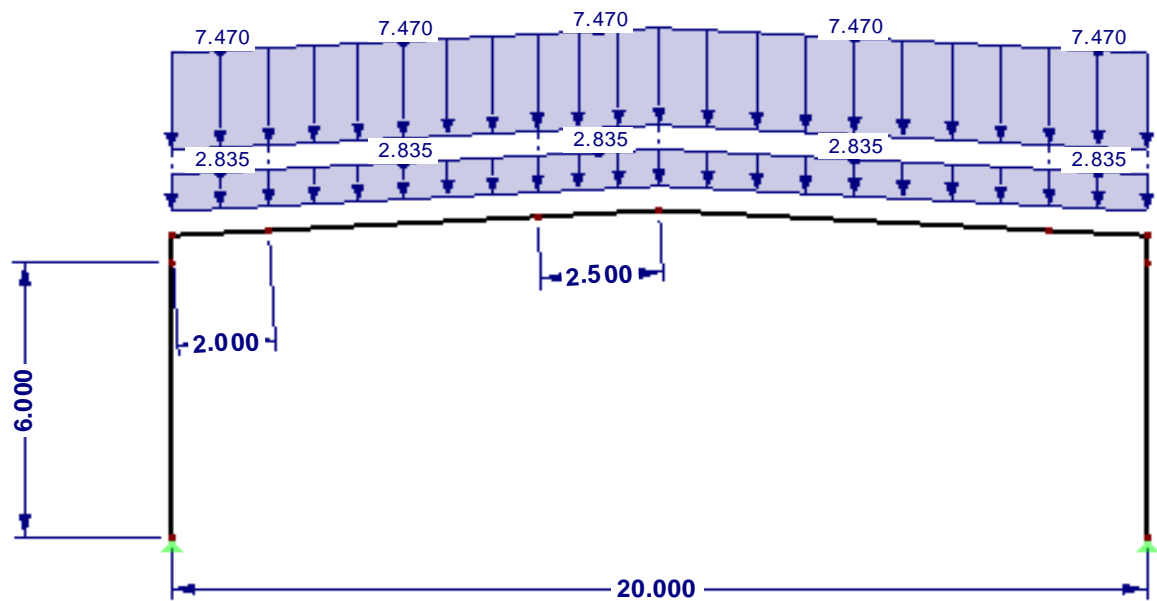
LFK 11: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot (S + 0,6 \cdot WL)$

LFK 12: $1,35 \cdot E + 1,5 \cdot (WL + 0,5 \cdot S)$

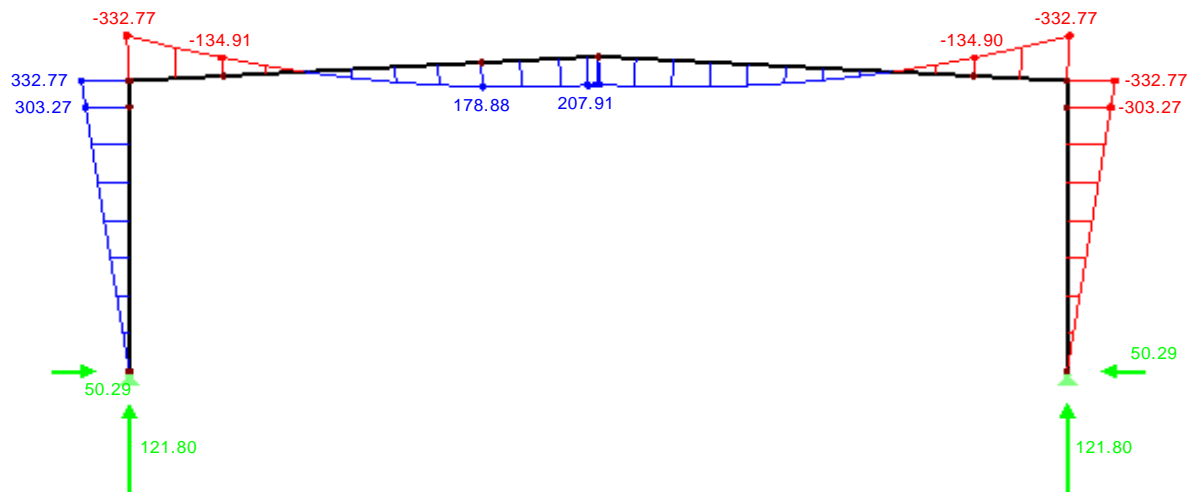
LFK 13: $1,0 \cdot E + 1,5 \cdot (WL + 0,5 \cdot S)$

Schnittgrößenermittlung

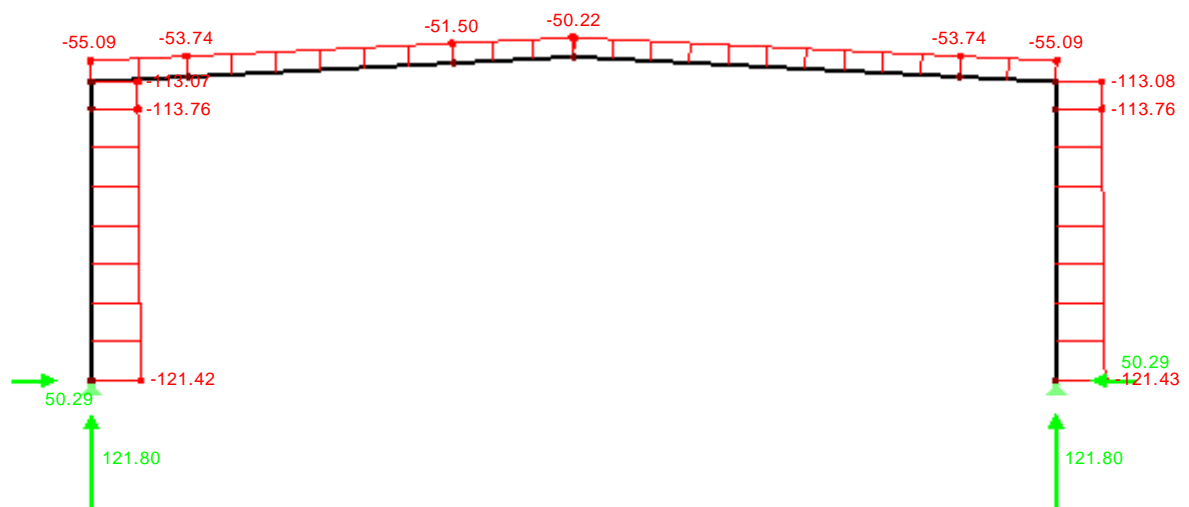
Schnittgrößen aus der maßgebenden Lastfallkombination: LFK 1



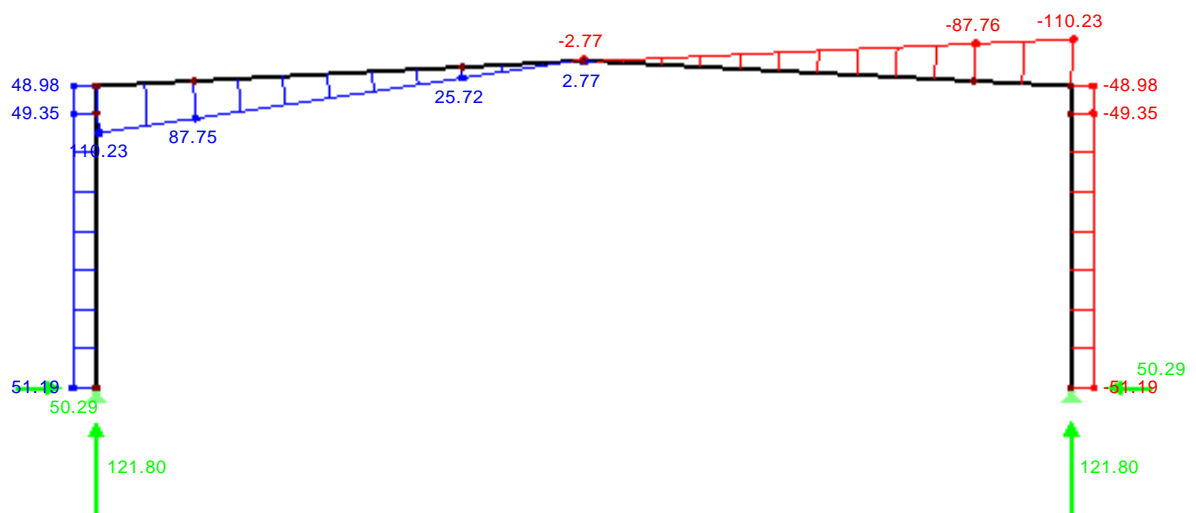
Moment:



Normalkraft:



Querkraft:



Nachweisführung der Profile

Knicklinienbestimmung

Stützen

An einen Beispiel soll die Berechnung des Knicklinienbeiwerts von zwei statischen Systemen gezeigt werden.

Profile: Stütze: HEA 340 $I_Y = 27690 \text{ cm}^4$

Riegel: IPE 400 $I_Y = 23130 \text{ cm}^4$

Maße: Höhe: 6 m

Länge: 20 m

Variante 1: Gelenkige Stützen

$$c_u = 1$$

$$c_o = \frac{1}{1 + 2 * \frac{I_{Riegel} * l_{Stütze}}{I_{Stütze} * l_{Riegel}}} = \frac{1}{1 + 2 * \frac{23130 * 600}{27690 * 20000}} = \mathbf{0,66}$$

~

$\beta = \text{zwischen 3 und 3,5} \sim \mathbf{3,2}$ (abgelesen aus Abbildung XXX)

Knicklänge: $L_{cr} = \beta * l = 3,2 * 6 = \mathbf{19,2 \text{ m}}$

Variante 2: Eingespannte Stützen

$$c_u = 0$$

$$c_o = \frac{1}{1 + 2 * \frac{I_{Riegel} * l_{Stütze}}{I_{Stütze} * l_{Riegel}}} = \frac{1}{1 + 2 * \frac{23130 * 600}{27690 * 20000}} = \mathbf{0,66}$$

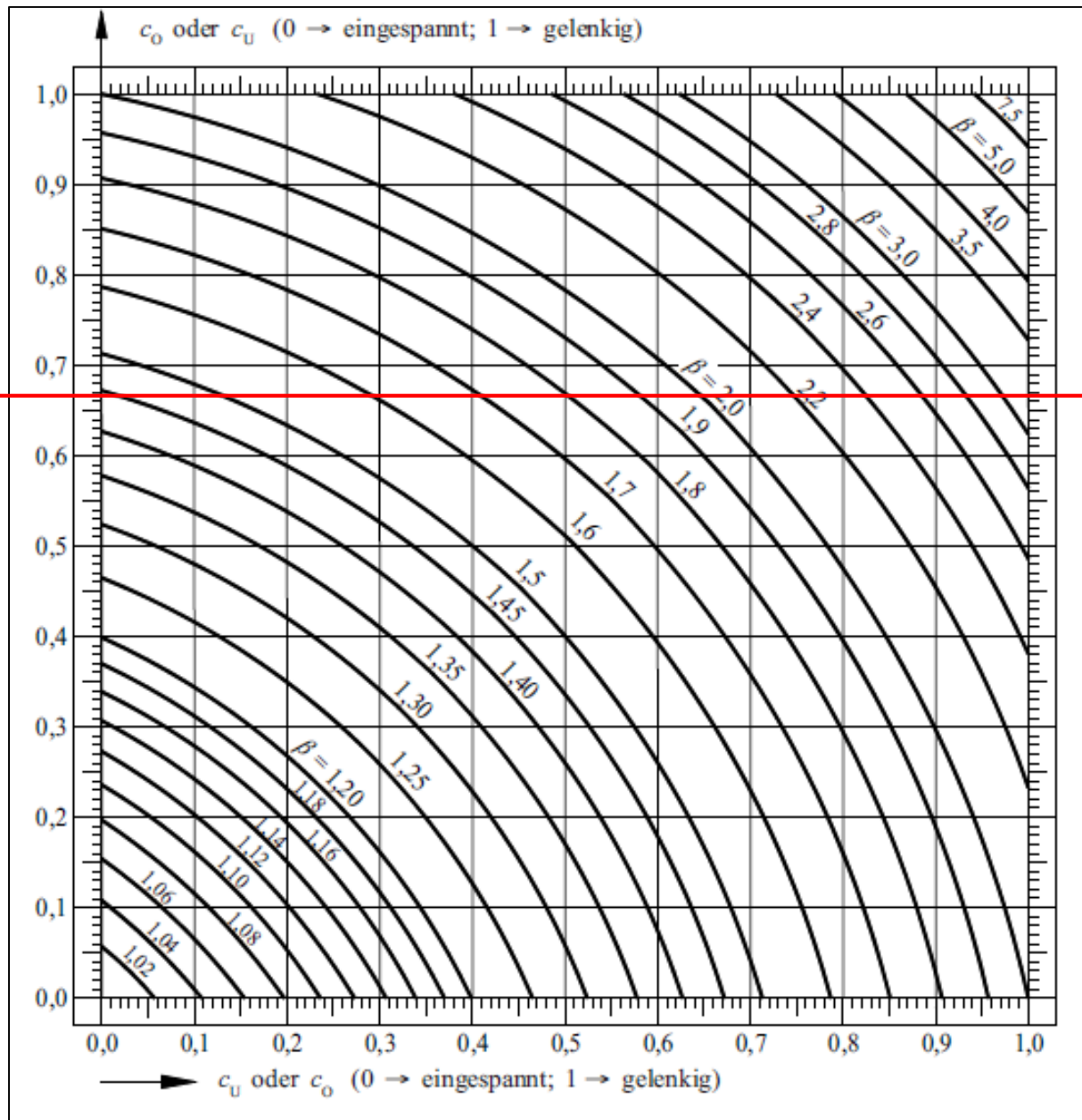
~

$\beta = \text{zwischen 1,4 und 1,45} \sim \mathbf{1,44}$ (abgelesen aus Abbildung XXX)

Knicklänge: $L_{cr} = \beta * l = 1,44 * 6 = \mathbf{8,64 \text{ m}}$

Schlussfolgerung:

Dieses Beispiel zeigt wie sich die Knicklänge durch die Wahl des statischen Systems ändert. Ob dies eine wirtschaftlichere Variante ist den Fußpunkt momententragfähig auszubilden, muss überprüft werden, da sich die Schnittgrößen ändern und die Fundamentkosten berücksichtigt werden müssen. Dies ist aber nicht Bestand dieser Arbeit.



Binder

Im Kapitel 4 wurden Möglichkeiten gezeigt wie sich die Knicklänge durch anschließende Profile verändert. In dieser Arbeit wurden die Nachweise so geführt, dass die Pfetten bzw. anschließende Druckrohre eine Gabellagerung erzeugen und sich so aus dem Abstand der Pfetten die Knicklänge für ein Binderteilstück ergibt.

Fachwerkstrebe

Da die Fachwerkstreben durch Schweißnähte befestigt sind, entsteht eine geringe Einspannung und die Knicklänge in der Fachwerkebene kann mit dem Faktor 0,9 verringert werden. Für das Knicken senkrecht zur Fachwerkebene wird diese Einspannung nicht berücksichtigt und die Knicklänge ist der Abstand zwischen den Knotenpunkten.

Tragfähigkeitsnachweis

Anhand des Binders soll die Vorgehensweise des Tragsicherheitsnachweises gezeigt werden. Für den Binder sind zwei Stellen für die Nachweisführung relevant. Zum einen der Firstpunkt und zum anderen das Voutenende.

Querschnittswerte:

IPE 400 S235 \leadsto QK 1 bei M_y und QK 3 bei N (nach Schneider 8.74)

$$A = 84,5 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = 1160 \text{ cm}^3$$

$$M_{y,pl,Rd} = 307,1 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = 1985,8 \text{ kN}$$

$$V_{z,pl,Rd} = 579,8 \text{ kN}$$

Firstpunkt:

Schnittgrößen:

$$M_{y,Ed} = 207,91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 50,22 \text{ kN (druck)}$$

$$V_{z,Ed} = 2,77 \text{ kN}$$

Einzelnachweis:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} = \frac{207,91 \text{ kNm}}{307,1 \text{ kNm}} = 0,67 < 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{50,22 \text{ kN}}{1985,8 \text{ kN}} = \mathbf{0,03} < \mathbf{1,0}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = \frac{2,77}{579,8} = \mathbf{0,01} < \mathbf{0,5} \sim \text{kein einfluss durch die Querkraft}$$

Interaktionsnachweis für M+N:

aus der QK 3 bei Normalkraft folgt ein elastischer Nachweis

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} &< \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ \frac{50,22 \text{ kN}}{84,5 \text{ cm}^2} + \frac{20791 \text{ kNcm}}{1160 \text{ cm}^3} &= \mathbf{18,51} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \frac{f_y}{\gamma_{M0}} &= \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = \mathbf{23,5} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \mathbf{18,51} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} &< \mathbf{23,5} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Voutenende:

$$M_{y,Ed} = 134,91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 53,74 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 87,75 \text{ kN}$$

Einzelnachweis:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd}} = \frac{134,91 \text{ kNm}}{307,1 \text{ kNm}} = \mathbf{0,44} < \mathbf{1,0}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{53,74 \text{ kN}}{1985,8 \text{ kN}} = \mathbf{0,03} < \mathbf{1,0}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = \frac{87,75}{579,8} = \mathbf{0,16} < \mathbf{0,5} \sim \text{kein einfluss durch die Querkraft}$$

Interaktionsnachweis für M+N:

aus der QK 3 bei Normalkraft folgt ein elastischer Nachweis

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{53,74 \text{ kN}}{84,5 \text{ cm}^2} + \frac{13491 \text{ kNcm}}{1160 \text{ cm}^3} = 12,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$12,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Stabilitätsnachweis

Der Stabilitätsnachweis für die Stütze soll als Beispiel der Vorgehensweise gezeigt werden und wird mit Hilfe der Algorithmen (siehe Kapitel 5) geführt. Die Stabilitätsnachweise für die anderen Profile werden auf identische Weise geführt.

Beispiel Stütze: HEA 340 - S235 - Querschnittsklasse 1

Querschnittswerte:

$h = 330 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$A = 133 \text{ cm}^2$
$i_z = 7,46 \text{ cm}$	$i_y = 14,4 \text{ cm}$	$I_z = 7440 \text{ cm}^4$
$I_W = 1824000$	$I_T = 127$	$W_{pl,y} = 1850 \text{ cm}^3$

Biegeknicken um Z-Achse:

$$N_{Ed} = 113,8 \text{ kN}$$

Stahlgüte: S235 $\leadsto \lambda_1 = 93,9$

$$L_{cr,z} = 6 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,z}}{i_z * \lambda_1} = \frac{600}{7,46 * 93,9} = 0,856$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \leadsto \alpha = 0,49$$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5 * [1 + 0,49 * (0,856 - 0,2) + 0,856^2] = \mathbf{1,027}\end{aligned}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,027 + \sqrt{1,027^2 - 0,856^2}} = \mathbf{0,63 < 1,0}$$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_M} = 0,63 * 133 * \frac{23,5}{1,1} = \mathbf{1787,96 \text{ kN}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{113,8}{1787,95} = \mathbf{0,064 < 1,0}$$

Biegeknicken um Y-Achse:

$$N_{Ed} = 113,8 \text{ kN}$$

Stahlgüte: S235 $\leadsto \lambda_1 = 93,9$

$$L_{cr,y} = \beta * l = 3,2 * 6 = \mathbf{19,2 \text{ m}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr,y}}{i_y * \lambda_1} = \frac{1920}{14,4 * 93,9} = \mathbf{1,42}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \leadsto \alpha = \mathbf{0,34}$$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5 * [1 + 0,34 * (1,42 - 0,2) + 1,42^2] = \mathbf{1,716}\end{aligned}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,716 + \sqrt{1,716^2 - 1,42^2}} = \mathbf{0,37 < 1,0}$$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_M} = 0,37 * 133 * \frac{23,5}{1,1} = \mathbf{1051,3 \text{ kN}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{113,8}{1051,3} = \mathbf{0,11 < 1,0}$$

Biegedrillknicken:

$$M_{Ed} = 303,3 \text{ kNm}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{l^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 7440}{600^2} = \mathbf{4283,41 \text{ kN}}$$

$$c^2 = \frac{I_W + 0,039 * l^2 * I_T}{I_z} = \frac{1824000 + 0,039 * 600^2 * 127}{7440} = \mathbf{484,8 \text{ cm}^2}$$

$$M_{cr} = \zeta * N_{cr,z} * \left(\sqrt{(c^2 + 0,25 * z_p^2)} + 0,5 * z_p \right)$$

$$\zeta = 1,77 \text{ da Momentenverlauf}$$



$$z_p = 0 \text{ bei Stützen}$$

$$M_{cr} = 1,77 * 4283,41 * \left(\sqrt{(484,8 + 0,25 * (0)^2)} + 0,5 * 0 \right) = \mathbf{166933,8 \text{ kNm}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1850 * 23,5}{166933,8}} = \mathbf{0,51}$$


$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 * \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 2 \leadsto \alpha_{LT} = \mathbf{0,34}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,34 * (0,51 - 0,4) + 0,75 * 0,51^2] = \mathbf{0,616}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT} &= \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - 0,75 * \bar{\lambda}_{LT}^2}} \\ &= \frac{1}{0,616 + \sqrt{0,616^2 - 0,75 * 0,51^2}} \\ &= \mathbf{0,96} \leq \mathbf{1,0} \text{ und } \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,51^2} = \mathbf{3,8} \\ &\leadsto \chi_{LT} = \mathbf{0,96} \end{aligned}$$

$$f = 1 - 0,5 * (1 - k_c) * [1 - 2,0 * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0$$

$$k_c = \frac{1}{1,33} \text{ da Momentenverlauf } $$

$$f = 1 - 0,5 * \left(1 - \frac{1}{1,33}\right) * [1 - 2,0 * (0,51 - 0,8)^2] = \mathbf{0,897} \leq \mathbf{1,0}$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,96}{0,897} = \mathbf{1,07} \leq \mathbf{1,0} \quad \nexists$$

$$\chi_{LT,mod} = \mathbf{1,0}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} * W_{pl,y} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1 * 1850 * \frac{23,5}{1,1} = \mathbf{39522 \text{ kNcm}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{303,3 \text{ kNm}}{395,22 \text{ kNm}} = \mathbf{0,77} \leq \mathbf{1,0}$$

Auf Biegung und Druck beansprucht:

$$N_{Rk} = f_y * A = 23,5 * 133 = \mathbf{3125,5 \text{ kN}}$$

$$M_{y,Rk} = f_y * W_{pl,y} = 23,5 * 1850 = \mathbf{434,75 \text{ kNm}}$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,6 \text{ da Momentenverlauf } $$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right)$$

$$k_{yy} = 0,6 * \left(1 + (1,42 - 0,2) * \frac{113,8}{0,37 * 3125,5 / 1,1}\right) \leq 0,6 * \left(1 + 0,8 * \frac{113,8}{0,37 * 3125,5 / 1,1}\right)$$

$$k_{yy} = 0,67 \leq 0,65 \quad \nexists$$

$$k_{yy} = \mathbf{0,65}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{113,8}{0,37 * 3125,5/1,1} + 0,65 * \frac{303,3}{1 * 434,75/1,1} = \mathbf{0,61 \leq 1,0}$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

$$\mathbf{k}_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 * 0,856}{(0,6 - 0,25)} * \frac{113,8}{0,63 * 3125,5/1,1} \right) \leq \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} * \frac{113,8}{0,63 * 3125,5/1,1} \right)$$

$$k_{zy} = 0,983 \leq 0,985 \nless$$

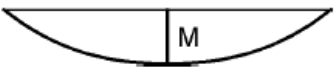

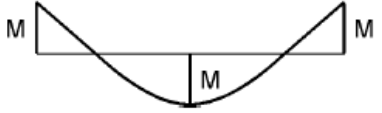

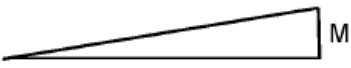
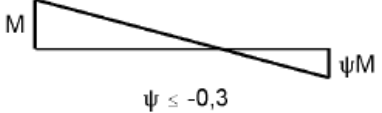
$$\mathbf{k}_{zy} = \mathbf{0,985}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{113,8}{0,63 * 3125,5/1,1} + 0,985 * \frac{303,3}{1 * 434,75/1,1} = \mathbf{0,82 \leq 1,0}$$

Anhang 2: Drehbettingsbeiwert

Tabelle BB.1 — Faktor K_3 zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs und der Art der Lagerung

Fall	Momentenverlauf	freie Drehachse	gebundene Drehachse
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5	 $\psi \leq -0,3$	1,0	0,7

Anhang 3: Anschlusssteifigkeit

Auszug aus der DIN 18800 Teil 2

Tabelle 7. Charakteristische Werte für Anschlusssteifigkeiten $\bar{c}_{\vartheta, Ak}$ von Trapezprofilen aus Stahl, bezogen auf eine Gurtbreite $b = 100\text{mm}$

	Trapezprofillage		Schrauben im		Schraubensanstand		Scheiben- Durchmesser mm	$\bar{c}_{\vartheta, Ak}$ kNm/m	Max b _t mm
	Positiv	negativ	Untertgurt	Obergurt	b _r	2b _r			
	Auflast								
1	x		x		x		22	5,2	40
2	x		x			x	22	3,1	40
3		x		x	x		Ka	10,0	40
4		x		x		x	Ka	5,2	40
5		x	x		x		22	3,1	120
6		x	x			x	22	2,0	120
	Sog								
7	x		x		x		16	2,6	40
8	x		x			x	16	1,7	40
b _r Rippenabstand Ka Abdeckkappen aus Stahl mit t ≥ 0,75mm b _t Breite des Angeschlossenen Gurtes des Trapezprofil Die Angegebenen Werte gelten für Schrauben mit den Durchmesser d ≥ 6,3mm, die nach Bild 13 angegeben sind, sowie für Interlegscheiben aus Stahl mit der Dicke d ≥ 1,0mm aufvulkanisierter Neoprendichtung.									

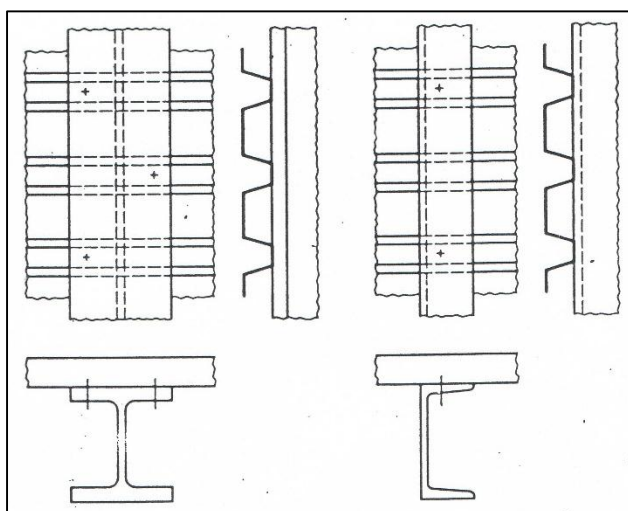


Bild 13

Anhang 4: Kalkulations-Preisliste Stahlträger

From: GFI FaxMaker To: 0360553230 Page: 2/2 Date: 16.01.2014 17:40:39

A+R Profilstahl
Allgeier+Rösch GmbH

Telefon 0 78 41/673 37 -0
Telefax 0 78 41/673 37 -22
http://www.ar-profilstahl.de
E-Mail: info@ar-profilstahl.de

A + R Profilstahl - Illenauer Straße 68 - 77855 Achern

Hartleb
Stahl- und Anlagenbau GmbH
Kunertstraße 4-8/Gewerbegebiet Ost
37327 Leinefelde

Datum: 16.01.2014

Kalkulations-Preisliste Stahlträger Januar 2014

Profilstahl	Güte: S 235 JR	Güte: S 355 J2	Güte: S 355 J2
		Walzung:	Vorrat:
	€/to	€/to	€/to
U 80 - 220	590,-	+ 50,-	+ 150,-
U 240 - 320	600,-	+ 50,-	+ 150,-
U 350 - 380	680,-	+ 50,-	+ 150,-
U 400	680,-	+ 50,-	+ 150,-
IPE 100 - 220	590,-	+ 50,-	+ 150,-
IPE 240 - 300	605,-	+ 50,-	+ 150,-
IPE 330 - 400	620,-	+ 50,-	+ 150,-
IPE 450 - 500	645,-	+ 50,-	+ 150,-
IPE 550 - 600	680,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 100 - 180	590,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 200 - 220	605,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 240 - 320	615,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 340 - 400	645,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 450 - 600	670,-	+ 50,-	+ 150,-
HEB 650 - 1000	730,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 100 - 180	600,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 200 - 220	615,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 240 - 320	630,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 340 - 400	660,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 450 - 600	685,-	+ 50,-	+ 150,-
HEA 650 - 1000	745,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 100 - 180	630,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 200 - 220	645,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 240 - 320	660,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 340 - 400	680,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 450 - 600	715,-	+ 50,-	+ 150,-
HEM 650 - 1000	750,-	+ 50,-	+ 150,-

A + R Profilstahl
Allgeier + Rösch GmbH
Illenauer Straße 68
77855 Achern

AG Mannheim HRB 701946
Sitz: 77855 Achern
Geschäftsführer:
Stefan Allgeier, Michael Rösch

Sparkasse Bühl (662 514 34) Konto 509 042
Sparkasse Ortenau(664 500 50) Konto 49 60 450
Volksbank Achern (662 913 00) Konto 609 134 04
USt-Identnummer.: DE252725518

IBAN: DE84 6625 1434 0000 5090 42 BIC: SOLADES18HL
IBAN: DE75 6645 0050 0004 8604 50 BIC: SOLADES1OFG
IBAN: DE20 6629 1300 0060 9134 04 BIC: GENODE31ACH
USt-Id.Nr.: DE252725518

A+R Profilstahl · Allgeier+Rösch GmbH · Illenauer Str. 68 · 77855 Achern

Selbstständigkeitserklärung

Hiermit versichere ich,

Kämpfe, Denis

Seminargruppe SM10w1-B

Matrikel-Nr. 25473

dass ich die vorliegende Bachelorarbeit mit dem Thema „*Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ausgewählter Hallenrahmen nach EC3*“ selbstständig verfasst habe und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel verwendet wurden.

Ort, Datum

Unterschrift